



IDRA16



ATTI DEL CONVEGNO
A CURA DEL COMITATO
EDITORIALE IDRA16

XXXV

CONVEGNO
NAZIONALE
DI IDRAULICA
E COSTRUZIONI
IDRAULICHE

Bologna

Chiesa di Santa Cristina
14 Settembre 2016

Scuola di Ingegneria e Architettura
Alma Mater Studiorum
Università di Bologna
15-16 Settembre 2016

AMBIENTE, RISORSE,
ENERGIA: LE SFIDE
DELL'INGEGNERIA
DELLE ACQUE
IN UN MONDO
CHE CAMBIA



Atti del XXXV Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche

Bologna, 14-16 Settembre 2016

Ambiente, Risorse, Energia: le Sfide dell'Ingegneria delle Acque in un Mondo che Cambia

A cura del Comitato Editoriale IDRA16:
Attilio Castellarin, Renata Archetti, Emanuele Baratti,
Matteo Cappelletti, Francesca Carisi, Alessio Domeneghetti,
Maria Gabriella Gaeta, Agnese Paci, Simone Persiano,
Alessio Pugliese, Achilleas Samaras

Pubblicato da:

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM)
Scuola di Ingegneria e Architettura
Università di Bologna - ALMA MATER STUDIORUM A.D. 1088
<http://www.dicam.unibo.it>

Comitato Editoriale IDRA16:

Attilio Castellarin
Renata Archetti
Emanuele Baratti
Matteo Cappelletti
Francesca Carisi
Alessio Domeneghetti
Maria Gabriella Gaeta
Agnese Paci
Simone Persiano
Alessio Pugliese
Achilleas Samaras

Copertina: I&C srl

L^AT_EX editor: Alessio Pugliese (L^AT_EX's 'confproc' package, ver. 0.8, by V. Verfaillie)

Settembre 2016

ISBN: 9788898010400

Versione elettronica disponibile:

<http://amsacta.unibo.it/id/eprint/5400>

DOI: 10.6092/unibo/amsacta/5400

AlmaDL
University of Bologna Digital Library

AlmaDL è la Biblioteca Digitale dell'Alma Mater Studiorum Università di Bologna. AlmaDL ospita al suo interno gli archivi Open Access che rendono pubblicamente disponibili i contributi derivanti dalle attività di ricerca, didattiche e culturali dell'Ateneo bolognese. AlmaDL attua così i principi del movimento internazionale a sostegno dell'accesso aperto alla letteratura scientifica, sottoscritti dall'Università di Bologna assieme a molte altre istituzioni accademiche, di ricerca e di cultura, italiane e straniere.

<http://almadl.unibo.it>

Volume distribuito con Licenza: 

Creative Commons 4.0 Internazionale

Attribuzione-Non commerciale-Condividi allo stesso modo
(CC-BY-NC-SA)

Presentazione

La XXXV edizione del Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche (IDRA16), co-organizzata dal Gruppo Italiano di Idraulica (GII) e dal Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM) dell'Alma Mater Studiorum - Università di Bologna, si è svolta a Bologna dal 14 al 16 Settembre 2016. Il Convegno Nazionale è tornato pertanto ad affacciarsi all'ombra del "Nettuno", dopo l'edizione del 1982 (XVIII edizione).

Il titolo della XXXV edizione, *"Ambiente, Risorse, Energia: le Sfide dell'Ingegneria delle Acque in un Mondo che Cambia"*, sottolinea l'importanza e la complessità delle tematiche che rivestono la sfera dello studio e del governo delle risorse idriche. Le sempre più profonde interconnessioni tra risorse idriche, sviluppo economico e benessere sociale, infatti, spronano sia l'Accademia che l'intera comunità tecnico-scientifica nazionale ed internazionale all'identificazione ed alla messa in atto di strategie di gestione innovative ed ottimali: sfide percepite quanto mai necessarie in un contesto ambientale in continua evoluzione, quale quello in cui viviamo.

La XXXV edizione del Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, pertanto, si è posta come punto d'incontro della comunità tecnico-scientifica italiana per la discussione a tutto tondo di tali problematiche, offrendo un programma scientifico particolarmente ricco e articolato, che ha coperto tutti gli ambiti riconducibili all'Ingegneria delle Acque. L'apertura dei lavori del Convegno si è svolta nella storica cornice della Chiesa di Santa Cristina, uno dei luoghi più caratteristici e belli della città ed oggi luogo privilegiato per l'ascolto della musica classica, mentre le attività di presentazione e discussione scientifica si sono svolte principalmente presso la sede della Scuola di Ingegneria e Architettura dell'Università di Bologna sita in Via Terracini.

Il presente volume digitale ad accesso libero¹ raccoglie le memorie brevi pervenute al Comitato Scientifico di IDRA16 ed accettate per la presentazione al Convegno a valle di un processo di revisione tra pari. Il volume articola dette memorie in sette macro-tematiche, che costituiscono i capitoli del volume stesso:

- I. Meccanica dei fluidi
- II. Ambiente marittimo e costiero
- III. Criteri, metodi e modelli per l'analisi dei processi idrologici e la gestione delle acque
- IV. Gestione e tutela dei corpi idrici e degli ecosistemi
- V. Valutazione e mitigazione del rischio idrologico e idraulico
- VI. Dinamiche acqua-società: sviluppo sostenibile e gestione del territorio
- VII. Monitoraggio, open-data e software libero

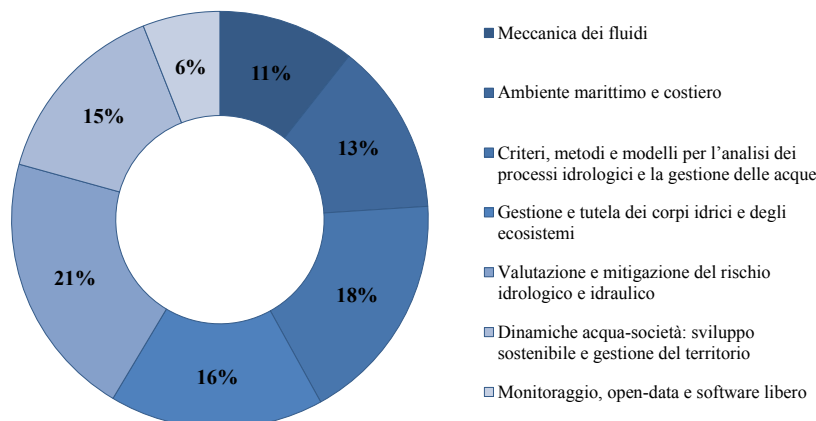
Ciascuna macro-tematica raggruppa più sessioni specialistiche autonome sviluppatesi in parallelo durante le giornate del Convegno, i cui titoli vengono richiamati all'interno del presente volume. La vastità e la diversità delle tematiche affrontate, che ben rappresentano la complessità delle numerose sfide dell'Ingegneria delle Acque, appaiono evidenti dalla consultazione dell'insieme di memorie brevi qui raccolte. La convinta partecipazione della comunità scientifica italiana è dimostrata dalle oltre 360 memorie, distribuite in maniera pressoché uniforme tra le sette macro-tematiche di riferimento (v. figura a pag. seguente).

Nella XXXV edizione del Convegno si è stabilito che il "format" editoriale delle memorie lasciasse ampi gradi di libertà agli Autori. Le memorie brevi sono infatti sommari estesi di lunghezza variabile redatti in lingua italiana, o

¹Licenza Creative Commons 4.0 internazionale: non commerciale; condividi allo stesso modo.



Distribuzione dei contributi scientifici tra le macro-tematiche



inglese. In particolare, la possibilità di stesura in inglese è stata concessa con l'auspicio di portare la visibilità del lavoro presentato ad un livello sovranazionale, grazie alla pubblicazione open access del volume degli Atti del Convegno.

Il presente volume si divide in tre parti: la parte iniziale è dedicata alla presentazione del volume ed all'indice generale dei contributi divisi per macro-tematiche; la parte centrale raccoglie le memorie brevi; la terza parte riporta l'indice analitico degli Autori, che chiude il volume. Si precisa che nell'indice generale del volume ciascuna memoria è associata al proprio codice identificativo riportato anche nel Programma del Convegno. Per facilitare la lettura e l'individuazione delle memorie di interesse, oltre che la consultazione del volume digitale stesso, sono stati inseriti diversi riferimenti incrociati che rimandano alle pagine dedicate; ad es. cliccando sul numero di pagina alla destra della memoria nell'indice si viene reindirizzati alla pagina della memoria cercata, lo stesso vale per l'indice analitico degli Autori, dove a fianco del nominativo di ciascun Autore si trovano i riferimenti a tutte le memorie presentate dallo stesso, sia in qualità di primo Autore che di Coautore.

Nel chiudere questa presentazione, si ringraziano per la collaborazione XYLEM Water Solutions s.r.l., Luchsinger s.r.l., Officine Maccaferri S.p.A., DHI s.r.l., Prati Armati s.r.l. e Romagna Acque – Società delle Fonti S.p.A. per l'importante sostegno dato al Convegno. Un particolare ringraziamento va al Magnifico Rettore dell'Alma Mater Studiorum–Università di Bologna, Prof. Francesco Ubertini, al Presidente della Scuola di Ingegneria e Architettura, Prof. Ezio Mesini e al Direttore di Dipartimento, Prof. Alberto Montanari per aver concesso gli spazi necessari allo svolgimento del Convegno; ulteriori doverosi ringraziamenti vanno evidentemente anche ai membri del Comitato Scientifico e a tutti i partecipanti alla definizione del programma preliminare del Convegno (v. sez. Ringraziamenti a pag. 1461), per aver promosso la raccolta dei contributi ed aver curato la revisione delle memorie brevi ricevute. Infine, si ringraziano l'agenzia di organizzazione eventi, congressi e wedding planner I&C s.r.l., la Segreteria Tecnico-Scientifica ed i membri del Comitato Organizzatore per aver avviato e gestito il lavoro di organizzazione della XXXV edizione del Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche – IDRA16.

Bologna, settembre 2016

Pierluigi Claps

Presidente del GII e del Comitato Scientifico del Convegno

Armando Brath

Presidente del Comitato Organizzatore

Attilio Castellarin, Renata Archetti, Emanuele Baratti, Matteo Cappelletti,
Francesca Carisi, Alessio Domeneghetti, Maria Gabriella Gaeta, Agnese Paci,
Simone Persiano, Alessio Pugliese, Achilleas Samaras
Comitato Editoriale IDRA16

Comitati

Comitato Organizzatore

DICAM - Università di Bologna
 Armando Brath (Presidente)
 Sandro Artina
 Vittorio Di Federico
 Alberto Lamberti
 Alberto Montanari
 Renata Archetti
 Attilio Castellarin
 Irene Daprà
 Elena Toth
 Barbara Zanuttigh
 Andrea Bolognesi
 Cristiana Bragalli
 Serena Ceola
 Valentina Ciriello
 Alessio Domeneghetti
 Massimo Guerrero
 Marco Maglionico
 Alberto Marinelli

Segreteria Tecnico-Scientifica

DICAM - Università di Bologna
 Attilio Castellarin (Coordinatore)
 Renata Archetti
 Francesca Carisi
 Maria Gabriella Gaeta

Comitato Scientifico

Pierluigi Claps (Presidente)
 Vincenzo Armenio
 Giuseppe T. Aronica
 Baldassare Bacchi
 Giuseppe Barbaro
 Bruno Brunone
 Carlo Ciaponi
 Simona Consoli
 Roberto Deidda
 Michele Di Natale
 Nicola Fontana
 Marco Franchini
 Gabriele Freni
 Francesco Gallerano
 Rudy Gargano
 Roberto Gaudio
 Michele La Rocca
 Alberto Lamberti
 Alessandro Mancinelli
 Marco Mancini
 Carlo Modica
 Tommaso Moramarco
 Michele Mossa
 Stefano Orlandini
 Enio Paris
 Domenico Pianese
 Davide Poggi
 Federico Preti
 Nunzio Romano
 Paolo Salandin
 Paolo Sammarco
 Aurelia Sole
 Maria Giovanna Tanda
 Roberto Tomasichio
 Marco Tubino
 Tullio Tucciarelli
 Paolo Villani
 Giovanna Vittori

Politecnico di Torino
 Università di Trieste
 Università di Messina
 Università di Brescia
 Università di Reggio Calabria
 Università di Perugia
 Università di Pavia
 Università di Catania
 Università di Cagliari
 Seconda Università di Napoli
 Università del Sannio
 Università di Ferrara
 Università "Kore" di Enna
 Università "Sapienza" di Roma
 Università di Cassino
 Università della Calabria
 Università di Salerno
 Università di Bologna
 Università Politecnica delle Marche
 Politecnico di Milano
 Università di Catania
 CNR-IRPI di Perugia
 Politecnico di Bari
 Università di Modena e Reggio Emilia
 Università di Firenze
 Università "Federico II" di Napoli
 Politecnico di Torino
 Università di Firenze
 Università "Federico II" di Napoli
 Università di Padova
 Università "Tor Vergata" di Roma
 Università delle Basilicate
 Università di Parma
 Università del Salento
 Università di Trento
 Università di Palermo
 Università di Salerno
 Università di Genova

Indice

Presentazione	iii
Comitati	v
MACRO TEMA I - Meccanica dei fluidi	
<i>Meccanica dei fluidi ambientale</i>	
26	NUMERICAL SIMULATION OF BED EVOLUTION DYNAMICS: THE PESCARA HARBOR <i>G. Cannata, S. Scarpone, C. Petrelli, F. Gallerano</i> 3
74	3D NUMERICAL STUDY OF A CONCORDANT RIVER CONFLUENCE <i>N. Penna, M. De Marchis, O. Birjukova, E. Napoli, R. Gaudio</i> 7
198	MODELLAZIONE INTEGRATA DELLE FORZANTI METEOROLOGICHE E DELLE CIRCOLAZIONI NEL LAGO DI GARDA <i>M. Toffolon, M. Amadori, L. Giovannini, S. Piccolroaz, D. Zardi</i> 11
235	SENSITIVITY OF THE BASIN-SCALE INTERNAL WAVE STRUCTURE IN A PREALPINE LAKE TO WIND DISTRIBUTION <i>G. Valerio, M. Pilotti, A. Cantelli, P. Monti, G. Leuzzi</i> 15
247	GRAVITY CURRENTS IN LINEARLY STRATIFIED AMBIENT <i>F. Addona, M. Ungarish, V. Di Federico, L. Chiapponi, S. Longo</i> 19
283	LA “VOIDAGE FUNCTION” NEI FLUSSI GRANULARI IMMERSI AD ELEVATE CONCENTRAZIONI E GOVERNATI DALLA GRAVITÀ <i>A. Armanini, E. Nucci, M. Larcher</i> 23
48	SIMULAZIONE NUMERICA LATTICE BOLTZMANN BIDIMENSIONALE DI UN GETTO GALLEG- GIANTE IMMESSO IN UNA CORRENTE <i>M. La Rocca, A. Montessori, P. Prestininzi, G. Chiaia, D. Malcangio, M. Mossa</i> 27
69	A SOLID BOUNDARY TREATMENT IN SPH FOR THIN HYDRAULIC STRUCTURES <i>D. D. Meringolo, F. Aristodemo, P. Veltri</i> 31
338	ANALISI NUMERICA DELL’IMPATTO DI CORRENTI LIQUIDE SU SUPERFICI PIANE <i>G. Viccione, V. Bovolín, E. Pugliese Carratelli</i> 35
3	ALCUNI SCHEMI PATH-CONSERVATIVI PER L’INTEGRAZIONE DELLE ACQUE BASSE SU FON- DO MOBILE <i>F. Carraro, V. Caleffi, A. Valiani</i> 39
90	MESCOLAMENTO IN CORRENTI DI DENSITÀ SU FONDO ACCLIVE <i>L. Ottolenghi, C. Adduce, R. Inghilesi, V. Armenio, F. Roman</i> 43
339	A TVD FINITE VOLUME METHOD FOR SHALLOW FLOWS OF POWER-LAW FLUIDS <i>C. Di Cristo, M. Iervolino, A. Vacca</i> 47
376	POISEUILLE FLOW OF A GIESEKUS FLUID WITH NON-ZERO SOLVENT VISCOSITY <i>I. Daprà, G. Scarpi</i> 51

238	UN CODICE SPH PARALLELO A RISOLUZIONE VARIABLE PER LA SIMULAZIONE DI MOTI A SUPERFICIE LIBERA <i>R. Vacondio, A. J. Crespo, J. M. Domínguez, M. Gomez-Gesteira, B. D. Rogers</i>	55
47	HYDRODYNAMIC FLOW STRUCTURES AT AN OBSTRUCTED-UNOBSTRUCTED INTERFACE IN A PARTIALLY VEGETATED CHANNEL <i>M. Ben Meftah, F. De Serio, D. Malcangio, M. Mossa</i>	59
99	INFLUENZA DELLA FORMA DEL TETTO E DELLA POSIZIONE DEL COMIGNOLO SULLA QUALITÀ DELL'ARIA NEL CANYON URBANO <i>F. Ferrari, M. Garau, A. Seoni, M. G. Badas, G. Querzoli</i>	63
129	DISCONTINUITÀ DEL FONDO NELL'AMBITO DELLE EQUAZIONI ALLE ACQUE BASSE <i>A. Valiani, V. Caleffi</i>	67
231	RELATIVE DISPERSION ANALYSIS OF GLAD SURFACE DRIFTERS IN THE GULF OF MEXICO <i>A. Pini, G. Leuzzi, P. Monti</i>	71
287	SEGREGAZIONE IN FLUSSI GRANULARI <i>M. Larcher, J. T. Jenkins</i>	75
322	MODELLAZIONE DELLE CORRENTI A SUPERFICIE LIBERA: METODO LBM <i>S. Di Francesco, C. Biscarini, P. Manciola</i>	79
59	INTERANNUAL WIND, WAVE AND CURRENT DATA MONITORED IN SEMI ENCLOSED BASINS <i>F. De Serio, M. Ben Meftah, M. Mossa</i>	83
86	VERY LARGE SCALE MOTION AND ROUGHNESS SCALE MOTION IN A HIGHLY ROUGH OPEN-CHANNEL FLOW: PRELIMINARY RESULTS <i>D. Ferraro, F. Coscarella, R. Gaudio</i>	87
128	ESPERIMENTI NUMERICI SUL TRASPORTO SOLIDO DI FONDO <i>I. Bonetto, D. P. Viero</i>	91
220	REGULAR BREAKING WAVES PAST A SUBMERGED BERM <i>L. Chiapponi, M. Clavero, A. Losada M, S. Longo</i>	95
188	TURBULENCE PROPERTIES OF THE URBAN BOUNDARY LAYER <i>A. Di Bernardino, P. Monti, G. Leuzzi, G. Querzoli</i>	99
253	LAGRANGIAN SIMULATIONS OF DRIFTER TRAJECTORIES ADOPTING A NEW EXPLICIT EXPRESSION FOR EDDY DIFFUSIVITIES. <i>F. Enrile, S. Boi, D. Lagomarsino Oneto, G. Besio, M. G. Magaldi, A. Mazzino, A. Stocchino</i>	103
291	CORRENTI GRANULARI SECCHIE: OSSERVAZIONI SPERIMENTALI <i>A. Armanini, S. Meninno, M. Larcher</i>	107

Biomeccanica dei Fluidi

337	ANALISI NUMERICA COMPARATIVA DELLA PROPAGAZIONE DI CORRENTI LIQUIDE IN UN CANALE TRAPEZOIDALE <i>G. Viccione</i>	111
71	ASPETTI FLUIDODINAMICI DEL FLUSSO ALL'INTERNO DEL VENTRICOLO SINISTRO <i>F. Domenichini, G. Pedrizzetti</i>	115

88	HOW DOES THE AORTIC VALVE-ROOT SYSTEM AFFECT BIOPROSTHETIC VALVE PERFORMANCES?	
	<i>R. Toninato, J. Salmon, F. M. Susin, A. Ducci, G. Burriesci</i>	119
113	UNCERTAINTY PROPAGATION OF PC-MRI DERIVED INLET BOUNDARY CONDITIONS IN COMPUTATIONAL HEMODYNAMICS MODELS OF HUMANAORTA	
	<i>S. Bozzi, D. Gallo, R. Ponzini, G. Rizzo, U. Morbiducci, G. Passoni</i>	123
285	AQUEOUS HUMOR FLOW IN THE POSTERIOR CHAMBER OF THE EYE WITH IRIDOTOMY	
	<i>M. Dvoriashyna, R. Repetto, J. H. Tweedy</i>	127
275	CARATTERIZZAZIONE REOLOGICA DI UN LIQUIDO DI COLTURA EMBRIONALE E IMPLICAZIONI PER L'USO DI DISPOSITIVI MICROFLUIDICI	
	<i>I. Nepita, A. Lagazzo, S. Barone, G. Besio, A. Stocchino, R. Repetto</i>	131
101	ESPOONENTI DI LYAPUNOV A TEMPO FINITO COME INDICATORI DI EMOSTASI NEL VENTRICOLO SINISTRO	
	<i>M. G. Badas, F. Domenichini, G. Querzoli</i>	135
123	RISULTATI SPERIMENTALI SUGLI EFFETTI DELLA DIAGNOSTICA INVASIVA NELLE VALUTAZIONI URODINAMICHE	
	<i>L. Lotti, M. Milanesi, V. Li Marzi, L. Solari, E. Paris, G. Nicita</i>	139
146	INFLUENCE OF THE EXPERIMENTAL WORKBENCH ON THE ASSESSMENT OF HYDRODYNAMIC PERFORMANCE OF HEART VALVE PROSTHESES	
	<i>L. Di Micco, P. Peruzzo, R. Toninato, G. Burriesci, F. M. Susin</i>	143
158	PRELIMINARY EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDY ON A RUBBER PHANTOM OF AORTIC ARCH	
	<i>G. Comunale, P. Peruzzo, R. Toninato, L. Di Micco, A. Bagno, F. M. Susin</i>	147
272	ANALISI SPERIMENTALE DELL'INFLUENZA DELLE CORONARIE SUL FLUSSO NELLA RADICE AORTICA	
	<i>S. Fortini, S. Espa, G. Querzoli</i>	151
118	ANALYTICAL MODELING OF DRUG DYNAMICS INDUCED BY ELUTING STENTS IN THE CORONARY MULTI-LAYERED DOMAIN	
	<i>M. D'Errico, P. Sammarco, G. Vairo</i>	155

MACRO TEMA II - Ambiente marittimo e costiero

Interventi innovativi e multifunzionali nella ingegneria costiera e portuale

89	PROTEZIONE DELLO SCAVO AL PIEDE DI UN PALO VERTICALE	
	<i>A. Mancinelli, S. Corvaro, C. Lorenzoni, C. Tondi, M. Brocchini</i>	161
64	MODELING THE PERFORMANCE OF A WAVE ENERGY CONVERTER INTEGRATED IN A HARBOUR BREAKWATER	
	<i>G. Palma, P. Contestabile, S. Mizar Formentin, B. Zanuttigh, D. Vicinanza</i>	165
18	NEURAL NETWORK MODELLING OF WAVE-STRUCTURE INTERACTION PROCESSES	
	<i>S. Mizar Formentin, B. Zanuttigh</i>	169

175	STIMA DELLO SPETTRO DIREZIONALE DEL MOTO ONDOSO TRAMITE RICEVITORI GPS INSTALLATI A BORDO DI UNO YACHT A VELA IN NAVIGAZIONE OCE	
	<i>P. De Girolamo, A. Romano, M. Castellino, M. Di Risio, G. Bellotti, D. Pasquali, L. Franco, M. Crespi, A. Mazzoni, P. Sammarco</i>	173
94	DISTRIBUZIONE DI PROBABILITÀ DEL PESO DEI MASSI NATURALI DI UNA SCOGLIERA SOMMERSA IN OPERA	
	<i>F. Viola, V. Favara, G. A. Mallandrino</i>	177
228	RIFLESSIONE ONDOSA IN PRESENZA DI OPERE A GETTATA REALIZZATE CON L'UNITÀ DI ARMATURA MAYA	
	<i>L. Pratola, F. Dentale, A. Rinaldi</i>	181
378	ANTROPIZZAZIONE COSTIERA E POSIZIONE DELLA LINEA DI RIVA: LA SPIAGGIA DI SAN LEONE (AGRIGENTO)	
	<i>S. Viola, G. Manno, C. Lo Re, M. Monteforte, G. Ciruolo</i>	185

Le sfide tecnologiche nello sfruttamento dell'energia rinnovabile dal mare

363	FIRST RESULTS ON THE MONITORING OF THE FULL-SCALE OF THE REWEC3 DEVICE IN THE PORT OF CIVITAVECCHIA	
	<i>F. Arena, V. Fiamma, V. Laface, G. Malara, A. Romolo</i>	189
341	ATTIVITÀ SPERIMENTALE IN MARE SU UN MODELLO IN SCALA 1:30 DI UN SUPPORTO GALLEGGIANTE PER TURBINA EOLICA OFFSHORE DI TIPO SPAR	
	<i>C. Ruzzo, F. Arena, V. Fiamma, G. Failla, M. Collu, V. Nava</i>	193
224	OVERTOPPING BREAKWATER FOR WAVE ENERGY CONVERSION AT NAPLES HARBOR	
	<i>P. Contestabile, V. Ferrante, E. Di Lauro, D. Vicinanza</i>	197
121	ANALYTICAL THEORY OF THE HYDRODYNAMICS OF A GATE ARRAY ENERGY CONVERTER IN WAVES	
	<i>S. Michele, P. Sammarco, M. D'Errico</i>	201
179	LABORATORY TESTING OF A TWO-OSCILLATING-BODY WAVE ENERGY CONVERTER IN SHALLOW WATER	
	<i>M. Negri, S. Malavasi</i>	205
366	STUDIO SPERIMENTALE SULL'EFFICIENZA DI CONVERTITORI DI ENERGIA ONDOSA DEL TIPO A COLONNA D'ACQUA OSCILLANTE	
	<i>I. Crema, L. Cappietti</i>	209
38	EVALUATING THE SIZE OF WAVE ENERGY CONVERTERS OFF THE COAST OF CALABRIA	
	<i>D. Algieri Ferraro, F. Aristodemo, P. Veltri</i>	213
273	DESIGN OF POINT ABSORBER ARRAYS IN THE ITALIAN OFFSHORE	
	<i>S. Bozzi, M. Giassi, F. Bizzozero, A. Moreno Miquel, A. Antonini, G. Gruosso, R. Archetti, G. Passoni</i>	217
343	SUL CALCOLO DELLA RISPOSTA DEI DISPOSITIVI U-OWC	
	<i>G. Malara, A. Romolo, V. Fiamma, F. Arena</i>	221
367	ASSESSMENT OF THE WAVE ENERGY CONVERSION EFFICIENCY IN THE AEGADIAN ISLANDS	
	<i>C. Lo Re, M. Monteforte, G. Besio, G. B. Ferreri</i>	225

380	ANALISI SPERIMENTALE DI UN SISTEMA GALLEGGIANTE PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA EOLICA <i>A. Cagninei, L. Rossi, D. Poggi.</i>	229
381	WAVE FORECASTING AND OPTIMISATION OF ENERGY PRODUCTION <i>G. Bracco, A. Cagninei, A. Carillo, E. Giorcelli, G. Mattiazzo, D. Poggi, G. Sannino, G. Vissio</i>	233
382	INTERAZIONI TRA COMPONENTI ELETTRICHE E IDRODINAMICHE PER UN CONVERTITORE DI ENERGIA ONDOSA <i>L. Martinelli, P. Ruol, C. Favaretto, F. Marini</i>	237

Modellazione CFD per l'interazione onda-struttura in ingegneria marittima e costiera

56	WAVE-FLOATING STRUCTURE INTERACTION WITH OPENFOAM: PRELIMINARY RESULTS <i>A. Paci, M. G. Gaeta, A. Antonini, R. Archetti</i>	241
168	INNOVATIVE QUAY-WALL WITH INTERNAL RUBBLE MOUND CHAMBER: CFD TOOL SUPPORTING DESIGN ACTIVITIES <i>A. Antonini, A. Lamberti, R. Archetti, S. Ciabattini, L. Piacentini</i>	245
223	NUMERICAL AND EXPERIMENTAL STUDY OF SOLITARY WAVES ON HORIZONTAL CYLINDERS <i>F. Aristodemo, G. Tripepi, D. D. Meringolo, P. Veltri, F. De Napoli</i>	249
362	MODELLAZIONE CFD A SUPPORTO DELLA PROGETTAZIONE DI OPERE MARITTIME <i>F. Reale, A. Di Leo, F. Dentale, E. Pugliese Carratelli</i>	253
365	OTTIMIZZAZIONE MEDIANTE CFD DI UN DISPOSITIVO OWC PER IL CLIMA ONDOSO MEDITERRANEO <i>I. Simonetti, L. Cappietti</i>	257
27	SIMULAZIONE TRIDIMENSIONALE DEI CAMPI IDRODINAMICI PRODOTTI DALL'INTERAZIONE ONDA-CORRENTI-STRUTTURA <i>G. Cannata, F. Lasaponara, F. Camilli, F. Gallerano</i>	261
33	ANALISI DEL CAMPO DI MOTO DAVANTI AD UN U-OWC <i>P. Filianoti, L. Gurnari, C. Denisi</i>	265
200	COMPARISON OF DIFFERENT METHODS IN WAVE GENERATION AND ABSORPTION ALGORITHMS IN A CFD NUMERICAL WAVE TANK <i>A. Moreno Miquel, A. Kamath, H. Bihs, R. Archetti</i>	269

Sistemi di modellazione numerica per la valutazione del rischio e per la progettazione strategica degli interventi in aree costiere

25	MODELING OF THE 1908 MESSINA STRAITS TSUNAMI BASED ON A DOUBLE SOURCE: FAULT AND SUBMARINE MASS FAILURE <i>M. D. Gangemi, S. Grilli, G. Barbaro, M. Shelby, D. Tappin, G. Foti, A. Richichi</i>	273
161	A 2D NON-HYDROSTATIC FINITE VOLUME SHALLOW WATERS SOLVER OVER UNSTRUCTURED GRIDS FOR LONG WAVES/TSUNAMIS SIMULATIONS <i>A. D. Maltese, F. Costa, C. Aricò</i>	277

176	MODELLAZIONE FISICA 3D DI ONDE DI MAREMOTO GENERATE DA FRANE SOMMERSE ATTORNO ALLE COSTE DI UN'ISOLA CONICA: IL RUOLO DELL'ACCELERAZIONE INIZIALE <i>A. Romano, M. Di Risio, M. G. Molfetta, G. Bellotti, D. Pasquali, C. Cecioni, P. Sammarco, L. Damiani, P. De Girolamo.</i>	281
40	INTEGRAZIONE DI UN MODELLO COSTIERO DI PREVISIONE DELLO STATO DEL MARE CON UN SISTEMA DI VIDEO-MONITORAGGIO <i>L. Parlagreco, F. Catini, S. Devoti, A. Orasi, R. Inghilesi, L. Liberti.</i>	285
149	TRASPOSIZIONE GEOGRAFICA DEL MOTO ONDOSI <i>G. Barbaro, R. Tomasicchio, F. D'Alessandro, F. Dattilo, G. Foti</i>	289
172	EFFETTO DELLA RISOLUZIONE SPAZIALE E TEMPORALE DI RICOSTRUZIONI STORICHE DEL MOTO ONDOSI SULLA STATISTICA DI EVENTI ESTREMI <i>L. Sartini, G. Besio</i>	293
364	ON LONG-TERM STATISTICS OF DIRECTIONAL SEA STORMS <i>V. Laface, F. Arena.</i>	297
306	A MULTIPLE-NESTING APPROACH FOR A COUPLED WAVE - 3D HYDRODYNAMICS MODEL OF THE TARANTO SEA <i>M. G. Gaeta, A. G. Samaras, I. Federico, R. Archetti</i>	301
50	CONDIZIONI AL CONTORNO DI RIVA MORFODINAMICHE: ALCUNI ASPETTI DELLA METODOLOGIA DI VALIDAZIONE <i>E. Perugini, M. Postacchini, M. Brocchini</i>	305
277	COASTLINE MONITORING: EXPERIENCES IN APULIA REGION <i>N. Valentini, M. G. Molfetta, N. Palumbo, R. Francioso, L. Pratola, A. Saponieri, M. F. Bruno, L. Damiani, A. R. Di Santo</i>	309
278	ONLINE COUPLING OF SPECTRAL AND NON-HYDROSTATIC MODELS FOR WAVE SIMULATION FROM OFFSHORE TO NEARSHORE <i>M. Ventroni, A. Balzano, M. Zijlema</i>	313
39	STATISTICAL ANALYSIS OF MARINE WEATHER FORECAST AS SUPPORTING TOOL FOR LONG-TERM PLANNING OF COASTAL AND MARINE OPERATIONS <i>A. Orasi, F. Catini, R. Inghilesi.</i>	317
77	NUMERICAL MODEL WITH XBEACH TO SUPPORT COASTAL MANAGEMENT OF THE EMILIA-ROMAGNA REGION <i>S. Unguendoli, B. Zanuttigh, M. Aguzzi, M. Morelli, N. De Nigris, T. Paccagnella</i>	321
127	PREVISIONE DI EVENTI DI SOVRALZO DI TEMPESTA MEDIANTE UN METODO IN TEMPO REALE <i>D. Pasquali, M. Di Risio, P. De Girolamo</i>	325
136	THE USE OF HIGH RESOLUTION COASTAL MODELLING IN OPERATIONAL APPLICATIONS <i>A. G. Samaras, M. G. Gaeta, A. Moreno Miquel, R. Archetti</i>	329
142	MEDITERRANEAN WIND WAVE MODEL (MWM) <i>A. Pedroncini, G. Contento, L. Donatini, L. A. Cusati, G. Lupieri, H. Kofoed Hansen, R. Bolaños Sanchez</i>	333
174	ANALISI DELLE MAREGGIATE ESTREME NEI MARI ITALIANI <i>A. Arena, G. Barbaro, G. Foti</i>	337

177	NUMERICAL INSTRUMENTS TO INVESTIGATE MARINE POLLUTION <i>R. Archetti, A. G. Samaras, M. G. Gaeta, A. Lamberti</i>	341
239	LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO COSTIERO DI EROSIONE E INONDAZIONE DELLE COSTE PUGLIESI <i>M. F. Bruno, A. Saponieri, L. Damiani</i>	345
356	ANALISI DEI PARAMETRI METEOMARINI AL LARGO DEL SITO DEL MARINE ENERGY LABORATORY DI REGGIO CALABRIA <i>P. Filianoti, G. Villari, C. Denisi</i>	349
369	VALUTAZIONE DEL POTENZIALE ENERGETICO DEL MOTO ONDOSI NEL MAR MEDITERRANEO <i>D. Pelli, L. Cappietti</i>	353

MACRO TEMA III - Criteri, metodi e modelli per l'analisi dei processi idrologici e la gestione delle acque

Il nexus acqua-territorio-energia nel contesto dei cambiamenti climatici

237	STIMA DELL'EROSIONE IDRICA IN BACINI DI MONTAGNA ED EFFETTI DEL CAMBIAMENTO CLIMATICO <i>F. Berteni, G. Grossi</i>	359
256	ANALISI DELL'EFFETTO DELL'ANTROPIZZAZIONE DEI SUOLI SULLA TEMPERATURA DELL'ARIA MEDIANTE L'UTILIZZO DI DATI SATELLITARI <i>R. Paranunzio, F. Laio, S. Ceola, A. Montanari</i>	363
263	WATER-ENERGY-FOOD NEXUS: IL WATER FOOTPRINT COME METODO DI ANALISI DI SOSTENIBILITÀ IN UNA ZONA AD ELEVATA VALENZA AMBIENTALE <i>R. De Vito, I. Portoghese, A. Pagano, M. Vurro, U. Fratino</i>	367
20	CAMBIAMENTI CLIMATICI ED EVENTI ESTREMI <i>C. Masullo</i>	371
294	THE INFLUENCE OF RAINFALL REGIME CHANGES ON RUN OF RIVER MINI HYDRO PLANTS <i>I. Defina, E. Caporali, G. V. Federici, L. Castellani</i>	375
353	ANALISI DELLE TENDENZE DI LUNGO TERMINE NEL REGIME DEGLI AFFLUSSI METEORICI E DEI DEFLUSSI DELL'ADDA A LECCO (1845-2014) <i>R. Ranzi, M. Tomirotti, F. Goatelli, M. Brunetti, A. Crespi, M. Maugeri</i>	379
368	VALUTAZIONE DELLE ALTERAZIONI IDROLOGICHE NEL BACINO DELL'ADIGE <i>S. Mallucci, B. Majone, A. Bellin</i>	383

Metodi statistici per le applicazioni idrologiche

230	INFLUENZA DEI FATTORI CLIMATICI, OROGRAFICI E TOPOGRAFICI SUL REGIME DI FREQUENZA DELLE PIENE NEL TRIVENETO <i>S. Persiano, A. Castellarin, J. L. Salinas, A. Domeneghetti, A. Brath</i>	387
303	CONFRONTO DI METODI PER L'ANALISI REGIONALE DI FREQUENZA DELLE PIENE IN AMBIENTE VIRTUALE <i>D. Ganora, F. Laio</i>	391

192	EFFETTI OROGRAFICI NELLA ANALISI REGIONALE DEGLI EVENTI PLUVIOMETRICI ESTREMI IN REGIONE CAMPANIA (ITALIA)	
	<i>A. Pelosi, P. Furcolo</i>	395
202	APPROCCIO UNIVARIATO E BIVARIATO A CONFRONTO PER LA STIMA DI IETOGRAMMI DI PROGETTO	
	<i>D. L. De Luca, D. Biondi</i>	399
126	LINKING FLOODS TO LARGE SCALE ATMOSPHERIC CIRCULATION FIELDS BY AN EVENT SYNCHRONIZATION MODEL	
	<i>F. Conticello, F. Cioffi, B. Merz, U. Lall</i>	403
57	THE METASTATISTICAL EXTREME VALUE DISTRIBUTION	
	<i>E. Zorzetto, G. Botter, M. Marani</i>	407
110	INDEPENDENCE IS NOT A NECESSARY CONDITION FOR THE CLASSICAL EQUATION OF RETURN PERIOD	
	<i>E. Volpi, A. Fiori, S. Grimaldi, F. Lombardo, D. Koutsoyiannis</i>	411
28	ABSOLUTE PERFORMANCE OF DROP SIZE DISTRIBUTION FITTINGS FOR QUANTITATIVE PRECIPITATION ESTIMATION	
	<i>E. Adirosi, E. Volpi, F. Lombardo, L. Baldini</i>	415
80	A NON-HOMOGENEOUS MARKOV MODEL TO ASSESS THE EFFECTS OF CLIMATE VARIABILITY ON THE PRECIPITATION REGIME OF A MEDITERRANEAN COASTAL REGION	
	<i>F. Cioffi, F. Conticello, U. Lall, Marotta, V. Telesca</i>	419
81	THRESHOLD DETECTION FOR THE GENERALIZED PARETO (GP) DISTRIBUTION: CRITICAL REVIEW AND HYDROLOGIC APPLICATION OF REPRESENTATIVE METHODS	
	<i>A. Mamalakis, A. Langousis, R. Deidda</i>	423
153	DEFINING FLOOD RISK IN A MULTIVARIATE FRAMEWORK: APPLICATION ON THE PANARO WATERSHED	
	<i>E. M. Michailidi, M. Balistrocchi, B. Bacchi</i>	427
166	TOP-KRIGING METHOD FOR REGIONALISATION OF FLOOD QUANTILES IN UNGAUGED RIVER BASINS	
	<i>V. Chiarello, E. Caporali, H. G. Matthies</i>	431
210	STIMA DELLE PRECIPITAZIONI INTENSE IN SICILIA. UNA NUOVA ANALISI DI REGIONALIZZAZIONE	
	<i>A. Forestieri, F. Lo Conti, L. V. Noto</i>	435
280	INTERPRETAZIONE DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DELLE PIOGGE INTENSE TRAMITE FUNZIONI COPULA	
	<i>M. Balistrocchi, G. Grossi</i>	439
313	MIGLIORAMENTO GEOSTATISTICO DI PREVISIONI IDROLOGICHE A SCALA PAN-EUROPEA	
	<i>A. Pugliese, S. Persiano, A. Castellarin, S. Bagli, P. Mazzoli, D. Parajka, B. Arheimer, A. Montanari, G. Blöschl</i>	443

Modellazione integrata di sistemi idrologici

21	NICHE ADAPTATION IN SELF-ORGANIZING VEGETATION PATTERNS AFFECTS ECOSYSTEM SHAPE AND YIELD IN ARID LANDS <i>N. Ursino, C. Callegaro</i>	447
31	REPLACING OLD FORESTS WITH YOUNG PLANTATIONS CAN IMPACT SUMMER CONVECTIVE RAINFALL <i>G. Manoli, J. C. Domec, K. Novick, A. C. Oishi, A. Noormets, M. Marani, G. Katul</i>	451
131	SPATIAL ANALYSIS TECHNIQUES FOR MAPPING THE ANNUAL SURFACE RUNOFF IN SICILY UNDER THE BUDYKO'S FRAMEWORK <i>F. Viola, D. Caracciolo, A. Forestieri, D. Pumo, L. V. Noto</i>	455
155	IMPLEMENTING A TRAVEL TIME MODEL FOR THE WATER BUDGETS OF COMPLEX CATCHMENTS: THEORY AND PRELIMINARY RESULTS <i>M. Bancheri, R. Rigon</i>	459
189	EFFETTO DELL' ABBANDONO DI AREE AGROFORESTALI SUI SERVIZI ECOSISTEMICI IN AMBIENTE MEDITERRANEO <i>P. Nasta, M. Palladino, C. Mazzitelli, G. Speranza, B. Sica, M. Nicodemo, N. Romano</i>	463
213	FULLY COUPLED ATMOSPHERIC-HYDROLOGICAL MODELING: OVERVIEW OF CASE STUDIES AT DIFFERENT TIME SCALES AND CLIMATES <i>A. Senatore, G. Mendicino, B. Fersch, T. Rummeler, H. Kunstmann, D. J. Gochis</i>	467
91	CONTROL OF COUPLING MASS BALANCE ERROR IN A PROCESS-BASED NUMERICAL MODEL OF SURFACE-SUBSURFACE FLOW INTERACTION <i>M. Fiorentini, S. Orlandini, C. Paniconi</i>	471
137	METODI MISTI DI DEPURAZIONE DELLA PIOGGIA BASATI SUL CURVE NUMBER <i>F. De Paola, A. Petroselli, N. Romano, S. Grimaldi</i>	475
145	HYDROLOGICAL REGIME OF EPHEMERAL CATCHMENTS WITH DIFFERENT LAND USES: INSIGHTS FROM INTEGRATED NUMERICAL MODELING <i>M. Camporese, J. F. Dean, E. Daly</i>	479
147	THE H2020 FREEWAT PROJECT FOR DEVELOPING A GIS-INTEGRATED PLATFORM FOR WATER RESOURCE MANAGEMENT <i>G. De Filippis, I. Borsi, L. Foglia, M. Cannata, V. Velasco Mansilla, R. Rossetto</i>	481
211	EFFETTI DI URBANIZZAZIONE E CAMBIAMENTI CLIMATICI SUI DEFLUSSI A SCALA DI BACINO <i>D. Pumo, A. Francipane, E. Arnone, D. Caracciolo, F. Viola, L. V. Noto, G. La Loggia</i>	485
299	SULLA CALIBRAZIONE DI MODELLI A PARAMETRI FISICAMENTE BASATI <i>L. Mita, S. Manfreda, L. Mancusi, M. Fiorentino</i>	489
323	HYDROLOGICAL MODELLING OF THE TRESINARO STREAM CATCHMENT (NORTHERN APENNINES) WITH HEC-HMS CODE: PRELIMINARY RESULTS <i>F. Petronici, R. Ghirotti, L. Borgatti, M. Marcaccio, F. Cervi</i>	493
345	MODELLO NUMERICO DEL COMPORTAMENTO IDROLOGICO DEL LAGO DI MONATE (VA) <i>G. Tomesani, I. Soligno, A. Castellarin, A. Montanari, F. Cervi, G. Carnesecchi, A. Colombo</i>	497

Ricerca idrologica e risultati operativi: verso la definizione di nuovi paradigmi

97	DISTRIBUZIONE DELLE MASSIME PRECIPITAZIONI GIORNALIERE IN SARDEGNA: CONFRONTO TRA APPROCCIO REGIONALE E GEOSTATISTICO <i>R. Deidda, M. Hellies, A. Langousis</i>	501
212	HYPERSTREAM: UN INNOVATIVO SCHEMA DI ROUTING PER LA MODELLAZIONE IDROLOGICA A GRANDE SCALA <i>S. Piccolroaz, M. Di Lazzaro, A. Zarlenga, B. Majone, A. Bellin, A. Fiori</i>	505
232	SUL COMPUTO DELL'ETÀ DELL'ACQUA E DEI SOLUTI NEI BACINI IDROGRAFICI <i>P. Benettin, A. Rinaldo, G. Botter</i>	509
307	PORTATE DI PROGETTO PER LA SICUREZZA IDROLOGICA DELLE DIGHE: UNA PROCEDURA PER VALUTARE LA QUALITÀ DELLE STIME <i>P. Claps, D. Ganora, F. Laio</i>	513
336	VALUTAZIONE DELL'ALTERAZIONE DEL REGIME IDROLOGICO TRAMITE LA METODOLOGIA ISPRA: ESPERIENZE DI APPLICAZIONE IN SICILIA SUD-ORIENTALE <i>D. J. Peres, A. Cancelliere</i>	517
67	VARIATIONAL ASSIMILATION OF MULTIPLE RIVER FLOW DATA IN OPERATIONAL FLOOD FORECASTING <i>G. Ercolani, F. Castelli</i>	521
276	LE VALUTAZIONI GEOMORFOLOGICHE SONO NECESSARIE PER LA MAPPATURA DEL RISCHIO ALLUVIONALE <i>F. Comiti, M. Borgia, M. Bussettini, L. Marchi, M. Rinaldi, N. Surian</i>	525
342	UNA PROPOSTA OPERATIVA PER LA RIVALUTAZIONE DEL RISCHIO IDROLOGICO DI ALLUVIONE IN ITALIA <i>F. Rossi, G. Scannapieco, P. Villani</i>	529
348	A METHODOLOGY FOR EVALUATING THE PREDICTION SKILLS OF NATURAL HAZARD MODELS <i>G. Formetta, G. Capparelli, P. Versace</i>	533
4	IL PROCESSO DI INFILTRAZIONE SU UN VERSANTE INCLINATO CON SUOLO INERBITO <i>R. Morbidelli, C. Corradini, C. Saltalippi, A. Flammini, T. Picciafuoco, M. Cifrodelli</i>	537
244	IMPLEMENTAZIONE DI UN SISTEMA DI PREVISIONE PER LA GESTIONE DELLE PIENE IN TEMPO REALE: IL BACCHIGLIONE NEL VICENTINO <i>P. Ronco, E. Crestani, G. Passadore, D. P. Viero, L. Carniello, G. Botter, L. D'Alpaos, A. Rinaldo</i>	541
293	APPLICAZIONE DI UNA FUNZIONE DI UTILITÀ PER LA PARAMETRIZZAZIONE DI UN MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI A FINI DI ALLERTAMENTO <i>M. Cappelletti, E. Toth</i>	545
308	STIMA OPERATIVA DELLE PIOGGE ESTREME SUL TERRITORIO NAZIONALE: NUOVI METODI E POSSIBILI SINERGIE <i>P. Claps, E. Caporali, V. Chiarello, R. Deidda, D. L. De Luca, L. Giuzio, A. Libertino, F. Lo Conti, S. Manfreda, L. V. Noto, P. Versace</i>	549
326	MODELLO FISICAMENTE BASATO PER LA STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DI UN PICCOLO BACINO NON STRUMENTATO <i>N. Crisponi, A. Annis, F. Nardi, C. Ferranti</i>	553

328	NUBIFRAGI ECCEZIONALI IN ITALIA: ANALISI PRELIMINARE DI RILEVANZA SUGLI EVENTI 1920-2001 <i>A. Libertino, S. Macchia, P. Claps.</i>	557
340	SULLA DIVERSITÀ DELLE SOGLIE PLUVIOMETRICHE <i>P. Versace, D. L. De Luca</i>	561
357	NUOVI PARADIGMI PER LA RICERCA E L'INSEGNAMENTO IN IDROLOGIA E COSTRUZIONI IDRAULICHE <i>A. Montanari</i>	565

Siccità, scarsità idrica e cambiamento climatico: previsione, monitoraggio e mitigazione degli effetti sui sistemi idrici

15	SCENARIO OPTIMIZATION OF PUMPING SCHEDULES IN COMPLEX WATER SUPPLY SYSTEM UNDER SCARCITY CONDITIONS <i>J. Napolitano, G. M. Sechi, P. Zuddas</i>	569
55	VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DEL CAMBIAMENTO CLIMATICO IN UN BACINO DEL MEDITERRANEO CON DIVERSI MODELLI IDROLOGICI <i>E. Perra, M. Piras, R. Deidda, C. Paniconi, G. Mascaro, E. R. Vivoni, P. Cau, P. A. Marras, S. Meyer, R. Ludwig</i>	573
75	UN POSSIBILE APPROCCIO SEMPLIFICATO PER IL CALCOLO DEL WATER EXPLOITATION INDEX (WEI+) <i>S. Casadei, F. Peppoloni, M. Bellezza, A. Pierleoni</i>	577
132	TREND DI PRECIPITAZIONE E TEMPERATURA: CONFRONTO TRA INFORMAZIONE STORICA E MODELLI CLIMATICI DI PREVISIONE <i>M. D'Oria, M. Ferraresi, P. Molini, M. G. Tanda</i>	581
274	L'INFLUENZA DEI CAMBIAMENTI CLIMATICI SULLA OTTIMIZZAZIONE DEI SISTEMI ACQUEDOTTISTICI - IL CASO DELLA PROVINCIA DI CROTONE <i>M. Maiolo, G. Mendicino, D. Pantusa, A. Senatore</i>	585
84	VALUTAZIONE DELL'AFFIDABILITÀ DI UN SISTEMA DI RECUPERO DI ACQUE PIOVANE IN SICILIA <i>L. Liuzzo, V. Notaro, G. Freni</i>	589
114	DROUGHT SEVERITY EVALUTATION IN CALABRIA <i>T. Caloiero, R. Coscarelli, E. Ferrari, B. Sirangelo</i>	593
184	SIMULAZIONE DELL'IMPATTO DELLA VARIABILITÀ CLIMATICA SULLE PRESTAZIONI DI UN INVASO ARTIFICIALE SUL F. ALENTO <i>P. Furcolo, A. Longobardi, C. Capuano</i>	597
261	POTENZIALITÀ DEGLI INDICI DI TELECONNESSIONE PER LA PREVISIONE A BREVE E MEDIO TERMINE DI SICCIÀ <i>B. Bonaccorso, A. Cancelliere, G. Rossi</i>	601
282	EFFETTI DEL CAMBIAMENTO CLIMATICO SUL REGIME IDROLOGICO IN SARDEGNA <i>A. Sarigu, N. Montaldo</i>	605

321	LO SCHEMA IDRICO PUGLIA - BASILICATA: RICOSTRUZIONE DEL BILANCIO IDRICO ATTUALE E DI PREVISIONE DEI GRANDI INVASI DI MONTE COTUGNO E DEL PERTUSILLO <i>V. Moramarco, L. Mita, N. Gentile, I. Portoghese, V. Iacobellis, M. Fiorentino, S. Manfreda.</i>	609
374	ANALISI DEI CONSUMI IDROPOTABILI SUL TERRITORIO ROMAGNOLO: LA CRISI DEL 2011-2012 E MODELLAZIONE DELL'INFLUENZA STAGIONALE DI FATTORI CLIMATICI E TURISTICI <i>E. Toth.</i>	613

MACRO TEMA IV - Gestione e tutela dei corpi idrici e degli ecosistemi

Ecomorfodinamica fluviale ed estuarina

29	TEMPORAL DYNAMICS OF THE RECOVERY OF RIPARIAN BIOMASS <i>R. Vesipa, C. Camporeale, L. Ridolfi</i>	619
106	EFFETTI DELL'ETERogeneità DELLA PIANA ALLUVIONALE SULLA MIGRAZIONE DI MEANDRI FLUVIALI <i>M. Bogoni, S. Lanzoni</i>	623
109	DINAMICA DELLA TEMPERATURA IN CORPI IDRICI POCO PROFONDI: IMPORTANZA DELLO SCAMBIO TERMICO CON IL FONDALE <i>M. Pivato, L. Carniello, J. Gardner, S. Silvestri, M. Marani</i>	627
185	ANALISI DELLE CARATTERISTICHE DI TURBOLENZA DELLA CORRENTE NELLA SEZIONE APICE DI UN CANALE MEANDRIFORME CON VEGETAZIONE SUL FONDO <i>D. Termini</i>	631
266	ANALYSIS OF TURBULENT FLOW IN MEANDERING CHANNEL <i>M. Dallali, S. Lopez Castano, A. M. Ferreira da Silva, A. Pollard, V. Armenio</i>	635
163	RICOSTRUZIONE MORFOLOGICA E COMPORTAMENTO IDRODINAMICO DELLA LAGUNA DI VENEZIA NEL XVII SECOLO <i>L. Tommasini, A. D'Alpaos, L. Carniello, L. D'Alpaos, A. Rinaldo</i>	639
7	ENERGY DISSIPATION AT HYDRAULIC JUMPS <i>M. Palermo, S. Pagliara</i>	643
92	UN SEMPLICE MODELLO ANALITICO PER LO STUDIO DELL'INTERAZIONE TRA ONDE E CORRENTI <i>N. Tambroni, P. Blondeaux, G. Vittori</i>	647
251	EFFETTI DELL'EROSIONE DELLE ONDE DA VENTO SULL'EVOLUZIONE MORFODINAMICA DELLA LAGUNA DI VENEZIA NEL CORSO DEGLI ULTIMI DUE SECOLI <i>A. D'Alpaos, L. Carniello, L. D'Alpaos, A. Rinaldo</i>	651
334	MODELLING THE EFFECTS OF VEGETATION ON THE PLANO-ALTIMETRIC EQUILIBRIUM MORPHOLOGY OF TIDAL CHANNELS <i>A. Sgarabotto, A. D'Alpaos, S. Lanzoni</i>	655

Gestione delle acque sotterranee in condizioni di incertezza: problematiche di monitoraggio e modellazione

60	TRANSMISSIVITY ESTIMATION BY EMPIRICAL BAYES AND AKAIKE'S BAYESIAN INFORMATION CRITERION <i>M. G. Tanda, A. Zanini, A. D. Woodbury</i>	659
138	A PROBABILISTIC METHODOLOGY FOR THE HEALTH RISK ASSESSMENT DUE TO CONTAMINATED GROUNDWATER <i>A. Zarlenga, A. Fiori, F. De Barros</i>	663
182	VARIABLE DENSITY FLOWS IN HETEROGENEOUS POROUS MEDIA <i>A. Dell'Oca, M. Riva</i>	667
190	BACINO DI MONTEBELLO (VICENZA): PRIMA ANALISI DELLE INTERFERENZE CON GLI ASSETTI PIEZOMETRICI <i>G. Passadore, A. Sottani, A. Rinaldo</i>	671
196	METAMODELS OF MULTIPHASE FLOW IN POROUS MEDIA UNDER HYDROGEOLOGICAL UNCERTAINTY <i>I. Lauriola, V. Ciriello, V. Di Federico</i>	675
325	SALTWATER WEDGE EVOLUTION IN POROUS MEDIA: COMPARISON BETWEEN NUMERICAL AND LABORATORY EXPERIMENT RESULTS <i>G. Darvini, P. Salandin</i>	679
54	NUMERICAL STUDY OF SEAWATER INTRUSION IN A HETEROGENEOUS COASTAL AQUIFER: THE ARGENTONA BASIN <i>M. Siena, M. Riva</i>	683
66	CONFRONTO TRA VALORI DI K E DI S OTTENUTI DA SLUG TEST E PUMPING TEST IN UN ACQUIFERO CONFINATO RIPRODOTTO IN LABORATORIO <i>C. Fallico, M. Ianchello, S. De Bartolo, S. Straface</i>	687
102	RICARICA ARTIFICIALE DI ACQUIFERI PREALPINI. MONITORAGGIO E MODELLAZIONE DEL SITO DI MERETO, FRIULI <i>P. Teatini, A. Comerlati, G. Martelli, M. Canali, G. Mattassi</i>	691
219	SALTWATER INTRUSION IN COASTAL AQUIFERS: LABORATORY EXPERIMENT AND NUMERICAL INTERPRETATION <i>E. Crestani, M. Camporese, P. Salandin</i>	695
229	COMPARATIVE ASSESSMENT OF CONTINUUM BIMOLECULAR REACTIVE TRANSPORT MODELS <i>G. M. Porta, G. Ceriotti</i>	699
292	NON-NEWTONIAN FLOW IN A VARIABLE APERTURE FRACTURE: EFFECT OF FLUID RHEOLOGY <i>G. Felisa, V. Ciriello, S. Longo, V. Di Federico</i>	703
320	GLOBAL SENSITIVITY ANALYSIS IN SUBSURFACE HYDROLOGY: TRENDS AND PERSPECTIVES <i>V. Ciriello, I. Lauriola</i>	707
355	MODELLAZIONE NUMERICA E SPERIMENTALE DEL CAMPO DI MOTO IN UN MODELLO DI LABORATORIO DI MEZZO POROSO <i>A. Amici, M. Moroni</i>	711

379	ANALISI DEI DATI DI MONITORAGGIO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ ALL'INQUINAMENTO DI UNA SORGENTE	
	<i>C. Banzato, I. Butera, R. Revelli, B. Vigna</i>	715

Idromorfologia, ecoidraulica e gestione integrata dei corsi d'acqua

45	ASSESSING RIVER GEOMORPHIC ALTERATION AT REGIONAL SCALE: THE CASE OF PIEMONTE REGION	
	<i>S. Bizzi, L. Demarchi, W. Van de Bund, H. Piégay</i>	719
70	APPROCCI E STRUMENTI GEOMORFOLOGIA PER LA VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DEI CORSI D'ACQUA NELL'AMBITO DEL PROGETTO REFORM	
	<i>M. Rinaldi</i>	723
203	MONITORAGGIO DELLO STATO MORFOLOGICO, ANALISI DEI DEFICIT E PROPOSTA DI MISURE DI MIGLIORAMENTO SU DIVERSI CORSI D'ACQUA IN PROVINCIA DI BOLZANO	
	<i>M. Paternolli, C. Lucarelli, W. Gostner, R. Schiffreregger</i>	727
207	MORPHOLOGICAL CHANGES IN RIVERS OF SOUTH TYROL (ITALIAN ALPS) AFTER THE LITTLE ICE AGE (1850-1950)	
	<i>E. Marchese, V. Scorpio, F. Comiti</i>	731
279	SULLA DINAMICA DEI MEANDRI - EVOLUZIONE DELLE CURVE E MOVIMENTO DELLE FORME DI FONDO MEDIANTE IMMAGINI SATELLITARI	
	<i>F. Monegaglia, G. Zolezzi, M. Tubino</i>	735
288	STRUMENTI GIS PER LA DESCRIZIONE, VALUTAZIONE E MODELLAZIONE DELL'HABITAT FLUVIALE	
	<i>A. Zanin, P. Vezza, C. Comoglio</i>	739
11	MODELLAZIONE ECO-IDROLOGICA PER LA PREVENZIONE DEI FLUSSI MIGRATORI DEI SALMONI ATLANTICI	
	<i>G. Lazzaro, C. Soulsby, D. Tetzlaff, G. Botter</i>	743
12	RELATIONSHIPS BETWEEN THE CALORE RIVER MORPHOLOGICAL QUALITY IN BENEVENTO (SOUTHERN ITALY) AND THE 15TH OCTOBER 2015 FLOOD	
	<i>P. Magliulo, E. Fioretti, A. Valente</i>	745
96	NUMERICAL SIMULATIONS OF FLOW FIELD IN VERTICAL SLOT FISHWAYS	
	<i>E. Quaranta, C. Comoglio, C. Katopodis, R. Revelli</i>	749
112	IL RILEVAMENTO E L'ANALISI DELLE UNITÀ MORFOLOGICHE E DEGLI HABITAT FLUVIALI	
	<i>B. Belletti, M. Bussetini, F. Comiti, L. Mao, L. Nardi, M. Rinaldi, P. Vezza</i>	753
159	CHUTE CUTOFFS INITIATION AND THE FLOW FIELD INSIDE THE MAIN CHANNEL BED	
	<i>S. Lopez Dubon, D. P. Viero, S. Lanzoni</i>	757
300	UTILIZZO COMBINATO DI MAPPE STORICHE E MODELLI MORFODINAMICI PER STUDIARE LE TRAIETTORIE EVOLUTIVE DI CORSI D'ACQUA SOGGETTI A CANALIZZAZIONE	
	<i>S. Zen, G. Zolezzi</i>	761

La tutela della qualità delle acque dei corpi idrici superficiali a scala di bacino

42	TRASPORTO SOLIDO IN SOSPENSIONE IN UN FIUME TEMPORANEO: METODI DI CALCOLO A CONFRONTO <i>A. M. De Girolamo, R. Di Pillo, A. Lo Porto, G. Pappagallo, M. T. Todisco</i>	765
63	CONTROLLO QUALITATIVO DELLE ACQUE METEORICHE DI DILAVAMENTO NEI SISTEMI DI COLLETTAMENTO INTERCOMUNALI <i>S. Papiri, S. Todeschini</i>	769
82	APPLICAZIONE DEI CRITERI DI STIMA DEI CARICHI INQUINANTI SVERSATI DAGLI SCARICATORI DI PIENA DELLA CITTÀ DI BARI <i>G. Balacco, A. F. Piccinni, D. Spasiano</i>	773
234	COMPUTING THE ACTUAL WATER RENEWAL TIME OF NATURAL STRATIFIED LAKES <i>M. Pilotti, G. Valerio, S. Simoncelli</i>	777
318	IMPACT OF LANDSCAPE TOPOGRAPHY ON HYPORHEIC EXCHANGE AT BASIN SCALE <i>F. Boano, A. Caruso, L. Ridolfi</i>	781
372	METALLI PESANTI IN TRACCE IN ACQUE DESTINATE AL RIUTILIZZO AGRICOLO: FATTO, MOBILITÀ ED INTERAZIONI ALL'INTERFACCIA SUOLO - ACQUIFERO <i>L. Pontoni, E. Van Hullebusch, M. Fabbicino, G. Esposito, F. Pirozzi</i>	785
44	SALVAGUARDIA DELLE ACQUE SUPERFICIALI A LIVELLO DI BACINO: IL CASO DI STUDIO DEL TORRENTE OREMO (BI) <i>L. Masciocco, R. Ajassa, C. Caviglia, E. Destefanis, M. Narcetti</i>	789
125	IL MONITORAGGIO QUALI-QUANTITATIVO DEI CORSI D'ACQUA EFFIMERI <i>S. Arborea</i>	793
173	A PREDICTIVE MODEL FOR POLLUTANT CONCENTRATIONS IN UNGAUGED URBAN BASINS <i>A. Gorgoglione, A. Gioia, V. Iacobellis, A. F. Piccinni, E. Ranieri</i>	797
327	RESILIENZA DI UN IMPIANTO DI TRATTAMENTO: IL CASO DEL DEPURATORE COMPENSO-RIALE DI MANOCALZATI (AV) <i>G. Viccione, V. Pellicchia</i>	801
370	TOWARDS A MORE SUSTAINABLE ENVIRONMENT REDUCING GREENHOUSE GASES FROM INTEGRATED URBAN DRAINAGE SYSTEMS <i>G. Mannina, G. Viviani</i>	805
371	IL DESTINO DEI MICROINQUINANTI NEGLI IMPIANTI DI DEPURAZIONE E NEI CORPI IDRICI <i>A. Cosenza, D. Piscionieri, C. Maida, G. Papa, G. Viviani</i>	809
377	CARATTERIZZAZIONE DEI SEDIMENTI MARINI: IL CASO DELLA RADA DI AUGUSTA <i>G. Di Bella, G. Viviani</i>	813

La vegetazione nella gestione del rischio idraulico ed idrogeologico

93	FLOW RESISTANCE AND ELASTIC BEHAVIOUR OF RIPARIAN VEGETATION UNDER COPPICE MANAGEMENT <i>V. Pasquino, L. Saulino, B. Chirico G.</i>	817
209	THE EFFECT OF PIER SHAPE ON WOOD ACCUMULATION AT BRIDGES: EXPERIMENTAL ANALYSIS <i>P. N. De Cicco, E. Paris, L. Solari, V. Ruiz-Villanueva</i>	821

32	MITIGAZIONE DEL RISCHIO ATTRAVERSO LA GESTIONE DELLA VEGETAZIONE IN UN'IPOTESI DI RIQUALIFICAZIONE FLUVIALE <i>A. Palummo</i>	825
152	RICOSTRUZIONE STORICA DI PORTATE ESTREME DA EVIDENZE DENDRO-CRONOLOGICHE IN TORRENTI MONTANI CALABRESI <i>G. Bombino, P. Denisi, D. Fortugno, A. Sgrò, V. Tamburino, D. A. Zema</i>	829
217	IDROSEMINA NATURALISTICA <i>G. Pirrera, G. Sauli, R. Calvo, F. Amato, F. D'Asaro</i>	833
375	THE EFFECT OF FLEXIBLE VEGETATION ON FLOW IN DRAINAGE CHANNELS-FIELD SURVEYS FOR ROUGHNESS COEFFICIENTS ESTIMATION <i>A. Errico, F. Preti, L. Solari</i>	837

Nuove prospettive nel monitoraggio dei processi idrologici in ambiente agricolo

5	ROOT WATER UPTAKE PATTERNS BY MICRO-ELECTRICAL RESISTIVITY TOMOGRAPHY <i>D. Vanella, L. Busato, J. Boaga, S. Consoli, G. Cassiani</i>	841
281	ECOHYDROLOGICAL DYNAMICS IN ALPINE APPLE ORCHARDS <i>D. Penna, D. Zanutelli, F. Scandellari, E. Michael, M. Tagliavini, F. Comiti</i>	845
246	STIMA DELLA TRASPIRAZIONE DELL'OLEA SYLVESTRIS IN UN TIPICO ECOSISTEMA MEDITERRANEO IN CONDIZIONI IDRICHE LIMITANTI <i>M. Curreli, N. Montaldo, R. Oren</i>	849
197	STIMA DELL'UMIDITÀ DEL SUOLO DA RADAR IN UN TIPICO BACINO MEDITERRANEO <i>L. Fois, N. Montaldo</i>	853
221	VERSO UNA GESTIONE IRRIGUA AUTOMATIZZATA NELLE AREE COLTIVATE A RISO <i>D. Masseroni, E. A. Chiaradia, S. Cesari de Maria, A. Mayer, M. Rienzner, C. Gandolfi, A. Facchi</i>	857

MACRO TEMA V - Valutazione e mitigazione del rischio idrologico e idraulico

Effetti delle rotte arginali sul rischio idraulico e la sua mappatura

72	IMPACT OF THE INVASIVE RED SWAMP CRAYFISH PROCAMBARUS CLARKII ON THE SEEPAGE PROCESS IN RIVER LEVEES <i>M. Bondoni, A. F. Inghilesi, G. Mazza, E. Paris, L. Solari, E. Tricarico</i>	863
76	EVIDENCE OF AN EMERGING LEVEE FAILURE MECHANISM CAUSING DISASTROUS FLOODS IN ITALY <i>S. Orlandini, G. Moretti, J. D. Albertson</i>	867
164	STIMA DELLA PORTATA USCENTE DALLA ROTTA ARGINALE VERIFICATASI SUL FIUME SECCHIA IL 19 GENNAIO 2014 <i>M. D'Oria, P. Mignosa, M. G. Tanda</i>	871
249	INNESCO DEL PIPING NEI RILEVATI ARGINALI <i>C. Covelli, L. Cozzolino, L. Cimorelli, R. Della Morte, B. Molino, D. Pianese</i>	875
267	EFFETTI DELLA SUBSIDENZA ANTROPICA SULLE DINAMICHE DI INONDAZIONE: IL CASO STUDIO DI RAVENNA <i>F. Carisi, A. Domeneghetti, A. Castellarin</i>	879

333	SMALL-SCALE PIPING EXPERIMENTS IN HETEROGENEOUS SANDS <i>G. Negrinelli, V. M. Van Beek, R. Ranzi</i>	883
206	VERSO UN MODELLO DI GESTIONE DEL RISCHIO ARGINALE <i>M. Colman, A. Di Grazia, G. Michelazzo, F. Quilici, S. Sadun</i>	887
216	FLOOD EVACUATION PLAN AS SUPPORT FOR FLOOD DISASTERS MANAGEMENT <i>S. Frongia, G. M. Sechi</i>	891
222	L'UTILIZZO DI PICCOLI INVASI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO: AL- CUNE APPLICAZIONI NEL CONTESTO COLLINARE DELLA DELLA PROVINCIA DI ASTI <i>G. Ricca, M. Toja, L. Di Martino</i>	895
240	MONITORAGGIO E IDRAULICA DEL TRATTO URBANO DEL FIUME ARNO A FIRENZE <i>S. Francalanci, E. Paris, L. Solari, G. V. Federici</i>	899
245	MODELLAZIONE NUMERICA 2D DEL FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE DI UN PONTE ME- DIANTE SLOT DI PREISSMANN <i>A. Maranzoni, S. Dazzi, F. Aureli, P. Mignosa</i>	903
254	UNA METODOLOGIA PER LA VALUTAZIONE DI CRITICITÀ E PRIORITÀ DI INTERVENTO: IL CASO DEL LITORALE VENETO <i>P. Ruol, L. Martinelli, C. Favaretto</i>	907
258	INSEGNAMENTI TRATTI DALLA SIMULAZIONE DELLE INONDAZIONI DELLA ROMA STORI- CA <i>E. Alimonti, S. Lollai, C. P. Mancini, E. Volpi, A. Fiori, G. Calenda</i>	911
262	ANALISI DELLA PRESSIONE ANTROPICA SUL RETICOLO IDROGRAFICO ITALIANO TRAMITE DATI SATELLITARI DI LUMINOSITÀ NOTTURNA AD ALTA DEFINIZIONE <i>I. Soligno, S. Ceola, F. Laio, A. Montanari</i>	915
295	EFFETTI DEL CAMBIAMENTO CLIMATICO E DELL'URBANIZZAZIONE NELLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO <i>M. Sambito, L. Liuzzo, V. Notaro, G. Freni</i>	919
330	RISCHIO ALLUVIONALE LUNGO L'ASTA MEDIO-INFERIORE DEL PO: VALUTAZIONE DEI DAN- NI POTENZIALI E DEFINIZIONE DI STRATEGIE DI MITIGAZIONE <i>F. Carisi, A. Domeneghetti, A. Castellarin, A. Brath</i>	923
19	THE USE OF POLYMER COATED WIRE MESH FOR THE PROTECTION OF DYKES AGAINST THE INTRUSION OF RODENTS <i>M. Vicari, P. Di Pietro</i>	927

Tecniche innovative di progettazione idraulica e di gestione del rischio per una città sostenibile

6	POZZO A VORTICE CON IMMISSIONI MULTIPLE ALL'IMBOCCO: PROVE SU MODELLO FISICO <i>G. Crispino, C. Gisonni, M. Pfister</i>	931
14	STUDIO DI VULNERABILITÀ DELLA RETE FOGNARIA DEL COMUNE DI NAPOLI MEDIANTE ANALISI STATISTICA MULTIVARIATA <i>G. Del Giudice, R. Padulano</i>	935
68	INFLUENZA DEI TETTI VERDI ESTENSIVI SULLA QUALITÀ DELLE ACQUE METEORICHE <i>S. Veltri, M. Porti, P. Piro</i>	939

133	ANALYZING THE RESILIENCE OF A SUSTAINABLE URBAN CATCHMENT TO CLIMATE CHANGE EFFECTS <i>I. Gnecco, A. Palla</i>	943
135	MODELLAZIONE IDRAULICA DELLE PAVIMENTAZIONI DRENANTI: RISULTATI SPERIMENTALI <i>M. Turco, M. Carbone, G. Brunetti, E. Sansone, P. Piro</i>	947
290	BACK TO THE FUTURE: NEW INSIGHT ABOUT THE CATCHMENT OF THE ANCIENT TRIGLIO AQUEDUCT <i>I. Argentiero, F. Canora, R. Ermini, M. D. Fidelibus, R. Pellicani, L. Qeraxhiu, G. Spilotro</i>	951
305	METODO SPEDITIVO PER LA DETERMINAZIONE DI AREE SUSCETTIBILI DI ALLAGAMENTO MEDIANTE SWMM <i>A. Nicotra, C. Denisi, R. Ferrante, L. Gurnari, A. Labate, D. Martino, R. Serafino, P. Filianoti</i>	955
16	INCLUDING ACTUAL EVAPOTRANSPIRATION FOR GREEN ROOF MODELLING AT AN EXPERIMENTAL SITE <i>M. Mobilia, A. Longobardi, J. F. Sartor</i>	959
361	MECCANISMI DI FILTRAZIONE IN CONGLOMERATO BITUMINOSO DRENANTE <i>M. Marchioni, J. J. Sansalone, R. Fedele, G. Becciu</i>	963
58	THE FATE OF NITROGEN IN GREEN ROOF DISCHARGE <i>I. Gnecco, A. Palla, J. J. Sansalone, M. Rovatti</i>	967
115	PEDONI, VEICOLI E RISCHIO IDRAULICO <i>C. Arrighi, S. Gabellani, D. Dolia, H. Oumeraci, F. Castelli</i>	971
225	ASPETTI METODOLOGICI DEL LIFE CYCLE ASSESSMENT APPLICATO AL BITUME NEI TETTI VERDI <i>M. Maiolo, G. Nigro, G. Capano</i>	975
226	RACCOLTA E RIUTILIZZO DELLE ACQUE METEORICHE IN AMBITO URBANO VALUTAZIONI TECNICO ECONOMICHE DI UN INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE <i>M. Balistrocchi, A. Zanoletti, B. Bacchi</i>	979
354	IL SOFTWARE SWMM COME STRUMENTO DI SIMULAZIONE IDROLOGICA IN CONTINUO DI UN TETTO VERDE <i>S. S. Cipolla, M. Maglionico</i>	983

Valutazione e mitigazione del rischio da frane indotte da pioggia

243	MODELLO FISICO PER L'ANALISI IDRAULICA E IDROLOGICA DELLE FRANE METEO-INDOTTE <i>G. Spolverino, G. Capparelli, P. Versace</i>	987
140	A LAGRANGIAN PARTICLE MODEL FOR LANDSLIDE DYNAMICS AND WATER-SEDIMENT INTERACTION <i>S. Manenti</i>	991
150	CALCOLO FRAZIONARIO E FRATTALE PER LA DESCRIZIONE DEI PROCESSI DI INFILTRAZIONE: INTEGRAZIONE CON LA DINAMICA MOLECOLARE PER LA MODELLAZIONE DELLE FRANE <i>G. Martelloni, F. Bagnoli</i>	995

167	INDAGINE SPERIMENTALE SULLA DINAMICA DI CORRENTI GRANULARI A SUPERFICIE LIBERA IN REGIME DI MOTO PERMANENTE <i>L. Sarno, L. Carleo, M. N. Papa</i>	999
214	PREVISIONE DELLE CARATTERISTICHE DINAMICHE DI UNA COLATA DI PROGETTO <i>A. M. Pellegrino, L. Schippa</i>	1003
335	TEMPO DI RITORNO DELL'INNESCO DI FRANE SUPERFICIALI: LIMITI LEGATI ALL'USO DELLE CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA <i>D. J. Peres, A. Cancelliere</i>	1007
87	SENSITIVITY ANALYSIS OF THE HYDROLOGICAL RESPONSE OF A SLOPE WITH SHALLOW PYROCLASTIC COVER <i>R. Greco, L. Comegna, E. Damiano, A. Guida, L. Olivares, L. Picarelli</i>	1011
124	FIELD OBSERVATIONS OF RUNOFF GENERATED DEBRIS FLOWS OCCURRED AT ROVINA DI CANCIA (VENETIAN DOLOMITES) <i>M. Bernard, L. Stancanelli, M. Berti, A. Simoni, C. Gregoret, S. Lanzoni</i>	1015
30	DEBRIS FLOWS AND CLIMATE IN THE SIBILLINI MOUNTAINS AREA (UMBRIA-MARCHE APENNINES, ITALY) <i>C. Bisci, P. Farabollini, M. Fazzini, E. Spurio</i>	1019
41	HYDRO-METEOROLOGICAL THRESHOLDS FOR LANDSLIDE HAZARD ASSESSMENT AT CATCHMENT SCALE <i>T. A. Bogaard, M. Ciavolella, C. Evangelista, R. Greco, R. Gargano</i>	1023
169	REAL TIME APPLICATION OF A BASIN SCALE PHYSICALLY BASED MODEL FOR RAINFALL INDUCED LANDSLIDES <i>G. Formetta, M. Dall'Amico, G. Capparelli, R. Rigon</i>	1027
194	INTERAZIONE PENDIO-ATMOSFERA <i>C. Zarotti</i>	1031
205	ANALYZING THE ROLE OF SOIL WATER RETENTION CURVE IN SLOPE STABILITY FOR DIFFERENTLY STRUCTURED SOILS <i>E. Arnone, C. Antinoro, L. V. Noto</i>	1035
73	GA-SAKE: UN MODELLO BASATO SU ALGORITMI GENETICI PER LA PREVISIONE DI FRANE INDOTTE DA PIOGGIA <i>S. L. Gariano, G. Iovine, O. Terranova</i>	1039

Valutazione e mitigazione della pericolosità idraulica per la difesa del territorio

151	ANALISI DEL RISCHIO IN PROSSIMITÀ DELLA FOCE DEL TORRENTE OLIVETO (RC) <i>G. Foti, C. L. Sicilia</i>	1043
154	UN MODELLO 2D-SWE PARALLELO E MULTI-RISOLUZIONE <i>R. Vacondio, F. Aureli, A. Ferrari, P. Mignosa, F. Prost, A. Dal Palù, P. P. Alberoni</i>	1047
170	IL TRASPORTO DI DETRITI GALLEGGIANTI: MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE E MISURE IDRODINAMICHE <i>E. Persi, G. Petaccia, S. Manenti, P. Ghilardi, S. Sibilla</i>	1051
233	PEOPLE'S AND BUILDINGS VULNERABILITY TO FLOODS IN MOUNTAIN AREAS <i>L. Milanese, M. Pilotti</i>	1055

350	NUMERICAL SIMULATION OF FAST WATER WAVES ON AN ERODIBLE SLOPE <i>M. Greco, C. Di Cristo, S. Evangelista, A. Leopardi, M. Iervolino, A. Vacca</i>	1059
241	POTENZIALITÀ DI UN MODELLO A CELLE PER LA SIMULAZIONE DI EVENTI DI COLATA DE- TRITICA <i>M. Boreggio, M. Bernard, M. Degetto, C. Gregoretti, R. Alberti</i>	1063
9	TRENT2D WG: A SMART, WEB-BASED MODELLING SOLUTION TO ASSESS DEBRIS-FLOW HA- ZARD IN MOUNTAIN REGIONS <i>G. Rosatti, N. Zorzi, D. Zugliani, A. Rizzi, S. Piffer, L. Rech</i>	1067
8	CARATTERIZZAZIONE DI UN TRONCO FLUVIALE DEL FIUME CRATI E SPERIMENTAZIONE CON MODELLAZIONE IDRAULICA MONODIMENSIONALE <i>E. Spada, D. Biondi, F. Cruscomagno, M. Sinagra, T. Tucciarelli, P. Versace</i>	1071
22	FENOMENI EROSIVI IN PROSSIMITÀ DEL PARCO ARCHEOLOGICO DI KAULON (RC): CAUSE E RIMEDI <i>G. Barbaro, G. Foti, C. L. Sicilia</i>	1075
36	PREDICTIONS OF FLOOD WARNING THRESHOLD EXCEEDANCE COMPUTED WITH LOGISTIC REGRESSION <i>T. Diomede, L. Trotter, M. S. Tesini</i>	1079
49	RISCHIO IDRAULICO A PADOVA: OTTIMIZZAZIONE DELLA GESTIONE DEL NODO IDRAULICO DI VOLTABAROZZO <i>R. Mel, L. Carniello, L. D'Alpaos</i>	1083
85	MODELLISTICA IDROLOGICA PER LA STIMA PROBABILISTICA DELLE PORTATE AL COLMO DI PIENA IN LOMBARDIA <i>M. Cislighi, M. Russo</i>	1087
130	ASSESSING FLUVIAL FLOOD RISK IN URBAN ENVIRONMENTS <i>E. Longo, G. T. Aronica, G. Di Baldassarre, M. Mukolwe</i>	1091
183	MODELLAZIONE NUMERICA 1D DEL SORMONTO DI UN PONTE <i>S. Dazzi, A. Maranzoni, P. Mignosa</i>	1095
187	REFINEMENT OF SEEPAGE VULNERABILITY ESTIMATE IN NATIONAL LEVEE DATABASE OF ITALY <i>S. Barbetta, S. Camici, M. R. Palladino, T. Moramarco</i>	1099

Valutazione e mitigazione di pericolosità e rischio idraulico in Italia

160	APPLYING THE FLOOD-IMPAT PROCEDURE FOR ASSESSING AND MAPPING FLOOD RISK IN THE VALLE D'AOSTA REGION <i>G. Minucci, M. T. Mendoza, D. Molinari, F. Atun, F. Ballio, S. Menoni</i>	1103
265	INSYDE: A SYNTHETIC, PROBABILISTIC FLOOD DAMAGE MODEL BASED ON EXPLICIT COST ANALYSIS <i>F. Dottori, R. Figueiredo, M. Martina, D. Molinari, R. Scorzini A.</i>	1107
269	VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA IN AMBIENTE URBANO: DUE METODI A CONFRONTO <i>V. Notaro, A. Di Venti, L. Liuzzo, V. Puleo, G. La Loggia, G. Freni</i>	1111

270	A NEW GEOMORPHIC INDEX FOR THE DETECTION OF FLOOD-PRONE AREAS AT LARGE SCALE	
	<i>C. Samela, T. J. Troy, A. Sole, S. Manfreda</i>	1115
120	UN SISTEMA MODELLISTICO INTEGRATO PER LA PREVISIONE IN TEMPO REALE DELLE PIENE DEL MUSON DEI SASSI (PD)	
	<i>D. P. Viero, G. Passadore, S. Garbin, B. Matticchio, F. Visentin, I. Brunet, R. Lago, F. Facco, G. Botter, L. Carniello</i>	1119
268	REAL TIME HYDRO-METEOROLOGICAL FORECASTS FOR EARLY WARNING SYSTEM IN THE MILAN URBAN AREA	
	<i>A. Ceppi, G. Ravazzani, A. Amengual, G. Lombardi, V. Homar, R. Romero, M. Mancini</i>	1123
296	ROLE OF A MULTIPURPOSE RESEVOIR ON FLOOD MITIGATION: THE EVENT OF AUGUST 2015 IN TUSCANY	
	<i>M. Isola, E. Caporali, G. V. Federici</i>	1127
297	MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE PER LA MAPPATURA E LA DIFESA DELLE AREE ALLAGABILI: UN CASO DI STUDIO	
	<i>S. Venturi, S. Di Francesco, C. Biscarini, P. Manciola</i>	1131
312	SVILUPPO DI UN MODELLO PROTOTIPALE PER LA PROPAGAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA IN ALVEO E VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI ESONDAZIONE DEL FIUME BRADANO	
	<i>A. Cantisani, F. S. Dal Sasso, L. Giuzio, L. Mancusi, S. Manfreda, G. De Costanzo, A. Sole</i>	1135
324	EBA4SUB: STIMA DELL'IDROGRAMMA DI PIENA PER PICCOLI BACINI NON STRUMENTATI	
	<i>S. Grimaldi, A. Petroselli, R. Piscopia, F. Nardi, C. Ferranti</i>	1139
329	MODELLAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA 2D PER LA MAPPATURA DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA	
	<i>F. Nardi, A. Annis, C. Ferranti</i>	1143
332	DERIVATION OF RAINFALL THRESHOLDS FOR PLUVIAL FLOOD RISK WARNING IN URBANISED AREAS	
	<i>A. Candela, G. T. Aronica</i>	1147
359	A SYNTHETIC APPROACH FOR THE DERIVATION OF VULNERABILITY CURVES FOR BUILDINGS	
	<i>S. Naso, A. S. Chen, G. T. Aronica, S. Djordjević</i>	1151
360	FLOOD MODELLING IN URBAN AREAS: LIMITATIONS OF THE DIFFUSIVE APPROXIMATION OF THE 2-D SHALLOW WATER EQUATIONS	
	<i>P. Costabile, C. Costanzo, F. Macchione</i>	1155

MACRO TEMA VI - Dinamiche acqua-società: sviluppo sostenibile e gestione del territorio

Affidabilità e sicurezza dei sistemi idrici

165	CHOICE OF RELIABILITY INDICATOR FOR SERVICE ASSESSMENT OF WATER DISTRIBUTION SYSTEM	
	<i>R. Ataoui, R. Ermini</i>	1161
103	SU ALCUNE CARATTERISTICHE TOPOLOGICHE DELLE RETI IDRICHE DI DISTRIBUZIONE	
	<i>A. Di Nardo, M. Di Natale, C. Giudicianni, G. F. Santonastaso, A. Simone</i>	1165

352	IL LICIT INTRUSION CHARACTERIZATION IN SEWER SYSTEMS <i>B. K. Banik, C. Di Cristo, A. Leopardi, G. De Marinis</i>	1169
35	PROCEDURA PER IL CAMPIONAMENTO DEGLI EVENTI DI CONTAMINAZIONE NELLE RETI DI DISTRIBUZIONE <i>S. Tinelli, E. Creaco, C. Ciaponi</i>	1173
148	RELIABILITY ASSESSMENT OF WATER SUPPLY SYSTEMS IN CASE OF DISASTERS: L'AQUILA CASE <i>A. Pagano, R. Giordano, U. Fratino, M. Vurro</i>	1175
201	MINIATURIZATION OF SMART SENSORS FOR REAL-TIME MONITORING OF WATER SUPPLY SYSTEMS <i>M. Carminati, M. M. A. Rossi, A. Turolla, V. Pifferi</i>	1179
358	L'INFLUENZA DELLA DISPOSIZIONE DELLE CADITOIE SULL'EFFICIENZA DI UNA RETE DI DRENAGGIO URBANO <i>A. Nicotra, O. Penna, C. Denisi, R. Ferrante, L. Gurnari, A. Labate, D. Martino, R. Serafino, P. Filianoti</i>	1183
62	ANALYSIS OF PRESSURE PATTERNS DURING RAPID FILLING OF UNDULATING PIPELINES <i>C. Apollonio, G. Balacco, N. Fontana, M. Giugni, G. Marini, A. F. Piccinni</i>	1187
139	SIMULAZIONE NUMERICA DELL'EROSIONE DA IMPATTO IN UN TEST A GETTO ABRASIVO <i>G. V. Messa, S. Malavasi</i>	1191
144	INDICE DI EFFICIENZA ENERGETICA PER I SISTEMI DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO <i>A. Carravetta, M. C. Conte, O. Fecarotta, R. Martino</i>	1195
 <i>Dinamiche acqua-suolo-società: sicurezza idrica e alimentare, sviluppo sostenibile, e tutela del territorio</i>		
105	ADDRESSING GLOBAL WATER CHALLENGES AND RISKS THROUGH SOCIO-HYDROLOGY <i>S. Uhlenbrook, A. R. C. Ortigara</i>	1199
104	NUMERICAL ANALYSIS OF THE HYDROLOGIC PERFORMANCE OF A PERMEABLE PAVEMENT <i>G. Brunetti, F. Principato, P. Piro</i>	1203
143	PROGETTO FLOOD-HIDE: LA RETE RURALE A SUPPORTO DELLA LAMINAZIONE DEI DEFUSSI DI PIENA PROVENIENTI DAI TERRITORI URBANIZZATI <i>D. Masseroni, E. A. Chiaradia, P. Angese, M. Callerio, L. Burzilleri, M. Fossati, G. B. Bischetti, C. Gandolfi</i>	1207
250	WATER ECOSYSTEM SERVICES TRADE OFFS ANALYSIS AT THE WATERSHED SCALE <i>T. Pacetti, E. Caporali, B. Schröder Esselbach, G. V. Federici</i>	1211
301	EROSIONE COSTIERA E GESTIONE FLUVIALE IN UN PAESE EMERGENTE: BAIA DI LALZI, ALBANIA <i>G. Zolezzi, G. Besio, M. Bezzi, A. Chesini, M. Costi, L. Dalla Valle, F. De Leo, A. Dotto, N. Ferronato, G. Gallerani, S. Gobbi, D. Guirrerri, A. Maier, F. Pedon, D. Spada, T. Tosi, E. Vella, E. Beqiri, A. Caka, B. Cekrezi, F. Fufaj, B. Gjini, N. Haxhi, X. Kraja, A. Omeri, M. Shyti, M. Zhidro, T. Floqi, I. Lami</i>	1215
304	SIMULAZIONE DELL'EFFICACIA DI BEST MANAGEMENT PRACTICES NELLA PIATTAFORMA AQUASYSTEM <i>R. Serafino, C. Denisi, R. Ferrante, L. Gurnari, A. Labate, D. Martino, A. Nicotra, P. Filianoti</i>	1219
309	VALUTAZIONE DEI TASSI DI EROSIONE NEL BACINO IDROGRAFICO DEL FIUME CALORE <i>M. Vigliotti, M. Di Natale, C. Eramo, S. Di Ronza, D. Ruberti</i>	1223

319	WATER AND SOIL IN EUROPE: FOOD, FUEL OR HOUSING? <i>D. D. Chiarelli, M. C. Rulli</i>	1227
344	POPULATION GROWTH, CHANGES IN DIET AND LAND GRABBING: DRIVERS AND FEEDBACK <i>G. De Carolis, M. C. Rulli, P. D'Odorico</i>	1231
347	L'IRRIGAZIONE TRADIZIONALE DELLE LIMONAIE DEL GARDA TRA SCARSITÀ IDRICA E AN- TROPIZZAZIONE DEL TERRITORIO <i>S. Barontini, N. Vitale, F. Fausti, B. Badiani, B. Bettoni, S. Bonati, A. Cerutti, M. Peli, A. Pietta, R. Ranzi, B. Scala, M. Tononi, V. Zenucchini</i>	1235

La gestione ed il contenimento delle perdite idriche nelle reti acquedottistiche

13	LOSSES IDENTIFICATION IN WATER DISTRIBUTION SYSTEMS USING NORMAL-SCORE EN- SEMBLE KALMAN FILTER <i>V. Ruzza, E. Crestani, P. Salandin</i>	1239
78	VALUTAZIONE DELLA PRIORITÀ DI INTERVENTO PER LA RIDUZIONE DELLE PERDITE IN SI- STEMI IDRICI COMPLESSI <i>G. M. Sechi, R. Zucca</i>	1243
255	UN METODO NUMERICO PER IL CALCOLO DELLE PERDITE IDRICHE NEI MODELLI DI SIMU- LAZIONE DELLE RETI DI DISTRIBUZIONE <i>A. Campisano, C. Modica, B. Rejtano</i>	1247
162	UNO STRUMENTO INNOVATIVO DI SUPPORTO ALLA DECISIONE PER LA PROGETTAZIONE OTTIMALE DELLA DISTRETTUALIZZAZIONE <i>D. B. Laucelli, A. Simone, L. Berardi</i>	1251
10	MULTI-OBJECTIVE OPTIMIZATION OF ISOLATION VALVE CLOSURES AND CONTROL VALVE INSTALLATIONS IN WATER DISTRIBUTION NETWORKS <i>E. Creaco, G. Pezzinga</i>	1255
34	RISANAMENTO ED EFFICIENTAMENTO DELLE RETI DI DISTRIBUZIONE ATTRAVERSO LA REALIZZAZIONE DI DISTRETTI IDRICI: IL CASO DI ROVERETO <i>P. Bertola, M. Righetti, M. Frisinghelli, C. Rognoni, C. Costisella</i>	1259
156	GESTIONE IDRICA ED ENERGETICA DEL SISTEMA IDRICO INTEGRATO: IL PROGETTO ALA- DIN <i>V. Puleo, V. Notaro, G. Freni, G. La Loggia</i>	1263
314	UN CRITERIO PER LA RIABILITAZIONE DI RETI DI DISTRIBUZIONE IDRICA <i>C. Tricarico, G. De Marinis, R. Gargano, F. Granata</i>	1267
346	ANALISI MULTICRITERI PER LA DEFINIZIONE DEL TRACCIATO DI UNA CONDOTTA ADDUT- TRICE <i>L. Soldini, G. Darvini, A. Mancinelli, S. Palmieri</i>	1271
384	OPTIMIZATION OF THE MANAGEMENT OF A WATER DISTRIBUTION SYSTEM: AN INTEGRA- TING MODELING APPROACH <i>M. D'Ercole, M. Righetti, R. M. Ugarelli, L. Berardi, P. Bertola</i>	1275

La modellazione dei sistemi acquedottistici a supporto della gestione e ottimizzazione

100	LA MODELLAZIONE DELLA RICHIESTA IDRICA PER UTENZE RESIDENZIALI AGGREGATE MEDIANTE L'OP MODEL <i>F. Di Palma, G. De Marinis, R. Gargano, F. Granata, R. Greco, C. Tricarico</i>	1279
351	ASSIMILAZIONE DATI CONSERVATIVA DEI LEGAMI STRUTTURALI NELLE RETI ACQUEDOTTISTICHE <i>C. Bragalli, M. Fortini, E. Todini, A. Delogu</i>	1283
107	SCHELETRIZZAZIONE DI MODELLI DI SISTEMI DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO REGIONALI - UN CASO DI STUDIO <i>C. Arena, M. Cannarozzo, A. Fortunato, I. Scolaro, M. R. Mazzola</i>	1287
83	NUMERICAL INVESTIGATION OF THE LINEARIZATION EFFECTS IN FREQUENCY DOMAIN TRANSIENT MODELS <i>C. Capponi, A. C. Zecchin, M. Ferrante, J. Gong</i>	1291
117	KELVIN-VOIGT 1-D MODELS FOR SIMULATING TRANSIENTS IN VISCOELASTIC PIPES: INFLUENCE OF PIPE LENGTH AND LIMITS <i>G. Pezzinga, B. Brunone, S. Meniconi, E. Mazzetti</i>	1295
257	OTTIMIZZAZIONE DI UN SISTEMA DI ADDUZIONE VINCOLATA ALLA QUALITÀ DELLA RISORSA <i>V. Puleo, V. Notaro, G. Freni, G. La Loggia</i>	1299
51	MODELLAZIONE DELL'ACQUEDOTTO DI MILANO A SUPPORTO DELL'OTTIMIZZAZIONE DELL'ESERCIZIO, DELLA PIANIFICAZIONE DEGLI INVESTIMENTI E DELLA GESTIONE DEI RISCHI <i>L. Boscarello, C. Chiesa, C. A. Carrettini</i>	1303
65	UN NUOVO METODO NON ITERATIVO PER SIMULAZIONI PRESSURE-DRIVEN IN EPANET <i>E. Pacchin, S. Alvisi, M. Franchini</i>	1307
199	USO DELLE LEGGI DI SCALA E DELLA FUNZIONE COPULA NELLA GENERAZIONE DI SCENARI DI DOMANDA <i>E. Ridolfi, F. Servili, R. Magini</i>	1311
349	DEFINIZIONE DI UN QUADRO COMPLETO DELLO STATO DEL SERVIZIO IDRICO INTEGRATO NELL'EMILIA ROMAGNA A SUPPORTO DELLA PIANIFICAZIONE OTTIMALE <i>E. Baratti, C. Bragalli, A. Montanari</i>	1315

Manufatti e dispositivi in ambito industriale e civile: modelli e metodi dell'idrodinamica, efficienza e recupero energetico

79	EXPERIMENTAL ANALYSIS OF PUMPS AS TURBINES <i>F. Pugliese, F. De Paola, N. Fontana, M. Giugni, G. Marini</i>	1319
119	REGOLAZIONE DELLE PRESSIONI MEDIANTE PRODUZIONE DI ENERGIA IDROELETTRICA NELLE RETI DI DISTRIBUZIONE IDRICA <i>V. Sammartano, M. Sinagra, E. Spada, T. Tucciarelli</i>	1323
215	A CONTROL VALVE FOR ENERGY HARVESTING AND STAND ALONE APPLICATIONS <i>S. Malavasi, G. Ferrarese, M. M. A. Rossi</i>	1327
331	ESPERIMENTS AND NUMERICAL MODELING OF DAM-BREAK DRY GRANULAR FLOWS <i>S. Evangelista, G. De Marinis, C. Di Cristo, A. Leopardi</i>	1331

23	PROVE SPERIMENTALI SU UN FLUIDO IN REGIME DI MOTO VARIO, IN UN SISTEMA DI TUBI IN RAME <i>P. Puntorieri, G. Barbaro, V. Fiamma, D. I. Cameira Covas, N. M. Martins</i>	1335
95	UNA CARATTERIZZAZIONE SPERIMENTALE DEL CAMPO DI MOTO LUNGO UNA SOGLIA SFIORANTE MEDIANTE LA TECNICA PIV <i>F. Granata, R. Gargano, S. Santopietro, G. De Marinis</i>	1339
98	FLUID DYNAMIC AND STRUCTURAL CO-SIMULATION FOR AN ENERGY HARVESTING DEVICE <i>S. Mandelli, S. Malavasi</i>	1343
181	MODELLAZIONE DELLE AZIONI IDRODINAMICHE SU PARATOIE PIANE <i>M. V. Mastronardi, A. Pagano, U. Fratino, S. Malavasi, F. M. Renna</i>	1347
204	DIFFERENT SINGULARITIES IN EXTENDED KINETIC THEORY AND YIELDING IN GRANULAR FLOWS <i>D. Berzi, D. Vescovi, E. Larcan</i>	1351
218	ANALISI DI UN REATTORE DI DISINFEZIONE ATTRAVERSO METODI CFD E PROVE SPERIMENTALI IN SCALA <i>M. M. A. Rossi, E. Clerici, A. Turolla, M. Antonelli, S. Malavasi</i>	1355
286	LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA TRAMITE I MULINI AD ACQUA <i>G. Palma, A. Marinelli</i>	1359
383	EXPERIMENTAL ANALYSIS OF THE INTERACTION BETWEEN HYDROELECTRIC SLUICE GATES AND SEDIMENT TRANSPORT <i>G. R. Pisaturo, M. Righetti</i>	1363

MACRO TEMA VII - Monitoraggio, open-data e software libero

Esperienze di open-science, software libero, e open-data in idrologia e idraulica

52	DAT@RESQ: INTEGRAZIONE DI TECNOLOGIE OPEN SOURCE AL SERVIZIO DELLA RICERCA SCIENTIFICA PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI DEFLUSSI IN BACINI IDROLOGICI NATURALI E STRUMENTATI <i>S. Garbin, E. Alessi Celegon, P. Fanton, A. Fiume, M. Tortorelli, B. Doulatyari, M. Schirmer, G. Botter</i>	1369
111	IASMHYN: AN OPEN SOURCE WEB MAPPING TOOL FOR SOIL WATER BUDGET AND AGRO-HYDROLOGICAL ASSESSMENT THROUGH THE INTEGRATION OF MONITORING AND REMOTE SENSING DATA <i>S. Bagli, A. Pistocchi, G. Bertoldi, M. Borga, J. Brenner, P. Mazzoli, V. Luzzi, D. Zanotelli</i>	1373
157	RESEARCH REPRODUCIBILITY AND REPLICABILITY: THE CASE OF NEWAGE-JGRASS <i>M. Bancheri, G. Formetta, F. Serafin, R. Rigon</i>	1377
236	PIGAL: PORTALE IDROLOGICO GEOGRAFICO DI ARPA DELLA LOMBARDIA <i>M. Russo, M. Cislighi, U. Pellegrini</i>	1381
311	SVILUPPO DI UN SISTEMA PER LA PREVENZIONE DEGLI INCENDI BOSCHIVI IN CALABRIA TRAMITE STRUMENTI OPEN-SOURCE <i>G. De Marco, G. Mendicino, A. Senatore</i>	1385

Tecniche di misura al suolo e da sensori remoti per il monitoraggio e modellazione dei processi idrologici

17	SUSPENDED LOAD MONITORING IN THE DEVOLL RIVER (ALBANIA) <i>M. Guerrero, A. Antonini, N. Rüther, S. Stokseth</i>	1389
46	MEASURING DISCHARGE WITH SIDE-LOOKING DOPPLER PROFILERS IN BACKWATER FLOW CONDITIONS: FIRST APPLICATIONS ON NATURAL RIVERS IN ITALY <i>P. Parravicini, M. Cislighi, F. Sai</i>	1393
61	MONITORAGGIO DELL'INTRUSIONE SALINA IN UN MODELLO FISICO MEDIANTE MISURE DI POTENZIALE SPONTANEO <i>M. De Biase, F. Chidichimo, G. Greco, S. Straface</i>	1397
108	DEVELOPMENT OF AN OPEN HARDWARE PORTABLE DUAL-PROBE HEAT-PULSE SENSOR FOR MEASURING SOIL THERMAL PROPERTIES AND WATER CONTENT <i>G. Ravazzani</i>	1401
122	CAPE FEAR: PRELIMINARY ANALYSIS OF AN EXPERIMENTAL HILLSLOPE <i>S. Grimaldi, A. Petroselli, F. Tauro, A. Fiori, N. Romano, M. C. Rulli, M. Porfiri, M. Palladino</i>	1405
191	WHICH PERSPECTIVE FROM SURFACE FLOW VELOCITY MEASUREMENT FOR THE FLOOD MONITORING <i>T. Moramarco, S. Barbetta, L. Brocca, A. Tarpanelli</i>	1409
193	ANALYSIS OF DIFFERENT SOURCES OF VARIABILITY OF SOIL RELATED PARAMETERS AT FIELD SCALE FOR HYDROLOGICAL SIMULATIONS <i>M. Feki, G. Ravazzani, A. Ceppi, M. Mancini</i>	1413
227	MISURE DI PRECIPITAZIONI CON UN PLUVIOMETRO DI 100 M ² <i>S. Grimaldi, A. Petroselli, E. Adirosi, L. Baldini, F. Napolitano, E. Gorgucci</i>	1417
248	POTENZIALE DEI DATI SATELLITARI PER LA PREVISIONE DELLE PIENE NEL FIUME BENUE IN NIGERIA <i>A. Tarpanelli, G. Amarnath, L. Brocca, C. Massari, S. Barbetta, T. Moramarco</i>	1421
252	MEASURING SURFACE FLOW VELOCITY FROM DRONES <i>F. Tauro, S. Grimaldi, A. Petroselli, M. Porfiri</i>	1425
260	A PERMANENT IMAGE-BASED FLOW MONITORING STATION ON THE TIBER RIVER <i>F. Tauro, S. Grimaldi, A. Petroselli, M. Porfiri, L. Giandomenico, G. Bernardi, F. Mele, D. Spina</i>	1429
284	MAY LST REMOTE SENSING DATA HELP IN CALIBRATING SOIL HYDROLOGICAL PARAMETERS? <i>C. Corbari, M. Mancini</i>	1433
289	OPPORTUNITIES AND CHALLENGES OF HIGH SPATIAL RESOLUTION PROXIMAL SENSING FOR INTEGRATED HYDROLOGICAL MODELS <i>G. Bertoldi, J. Brenner, S. Della Chiesa, M. Castelli, C. Notarnicola, E. Tomelleri</i>	1437
302	SOIL EROSION DUE TO RAINFALL: EVALUATION OF THE KINETIC ENERGY FLUX USING AN OPTICAL DISDROMETER IN THE AREA OF ROME <i>C. Mineo, F. Lombardo, D. Orlando, F. Russo, F. Napolitano</i>	1441
315	ENHANCING THE BATHYMETRY DESCRIPTION OF SRTM FOR HYDRODYNAMIC MODELING <i>A. Domeneghetti</i>	1445

317	EFFETTO DELL'ASSIMILAZIONE DEL CONTENUTO IDRICO SUPERFICIALE SULLE PERFOR-	
	MANCE DI UN MODELLO IDROLOGICO DISTRIBUITO	
	<i>D. De Santis, D. Biondi, P. Versace</i>	1449
Indice degli Autori		1453
Ringraziamenti.		1461
Collaborazioni e Patrocini		1462

MACRO TEMA I

Meccanica dei fluidi

NUMERICAL SIMULATION OF BED EVOLUTION DYNAMICS: THE PESCARA HARBOR

Giovanni Cannata¹, Simone Scarpone², Chiara Petrelli³ & Francesco Gallerano⁴

(1) Department of Civil, Constructional and Environmental Engineering, University of Rome 'La Sapienza'; (2) Department of Civil, Constructional and Environmental Engineering, University of Rome 'La Sapienza'; (3) Department of Civil, Constructional and Environmental Engineering, University of Rome 'La Sapienza'; (4) Department of Civil, Constructional and Environmental Engineering, University of Rome 'La Sapienza'

KEY POINTS

- A two-dimensional phase resolving model is used for the computation of the hydrodynamic field in wave-current interaction in the sea regions opposite to the Pescara harbor
- The total sediment transport is given by the contribution of the suspended sediment load, calculated by solving the advection-diffusion equation for the suspended sediment concentration, and of the spatial variation of the bed load transport
- The proposed model has been used to simulate the silting phenomenon occurring in the sea region opposite to the Pescara harbor in presence of coastal defense structures

1 INTRODUCTION

In this paper we propose a model for the simulation of the bed evolution dynamics in coastal regions characterized by articulated morphologies.

An integral form of the fully non-linear Boussinesq equations in contravariant formulation, in which Christoffel symbols are absent, is proposed in order to simulate hydrodynamic fields from deep water up to just seaward of the surf zones. Breaking wave propagation in the surf zone is simulated by integrating the non-linear shallow water equations with a high-order shock-capturing scheme. The near-bed instantaneous flow velocity and the intra-wave hydrodynamic quantities are calculated by the momentum equation integrated over the turbulent boundary layer.

The bed evolution dynamics is calculated starting from the contravariant formulation of the advection-diffusion equation for the suspended sediment concentration in which the advective sediment transport terms are formulated according to a quasi-three dimensional approach and takes into account the contribution given by the spatial variation of the bed load transport.

The ability of the proposed model to represent the sediment transport phenomena in a morphologically articulated coastal region is verified by numerically simulating the long-term bed evolution in the coastal region opposite the Pescara harbor (in Italy) and comparing numerical results with the field data.

2 MATHEMATICAL MODEL

The model for the simulation of the bed evolution dynamics here presented is part of the one-way coupling two-phase flow dynamics representations. The model consists of two parts: a first two-dimensional phase-resolving model that makes it possible to calculate the intra-wave hydrodynamic variables, to consider some of the three-dimensional aspects of the hydrodynamic fields and to simulate the run-up and run-down phenomena in the swash zone; a second model for the sediment transport and bed morphological change simulation in which the advection-diffusion equation for the suspended sediment concentration with a quasi-three dimensional approach is resolved and where the contribution given by the spatial variation of the bed load transport is taken into account.

The governing equations are written in an integral contravariant formulation in order to permit the numerical solution of the above-mentioned equations on generalized curvilinear grids representing the articulated morphology of real coastal regions.

2.1 Hydrodynamic model

The hydrodynamic model is based on the scheme proposed by *Gallerano et al.* (2014) for the solution of the fully non-linear Boussinesq equations (FNBE) in contravariant form. In particular, this hydrodynamic model simulates hydrodynamic fields from deep water up to just seaward of the surf zone. Breaking wave propagation in the surf zone is simulated by integrating the non-linear shallow water equations with a high-order shock-capturing scheme: an exact Riemann solver and a weighted essentially non-oscillatory reconstruction technique are used. In order to take into account the sediment transport in the swash zone a procedure for the simulation of the uprush and backwash dynamics of the wet and dry front is used. The near-bed instantaneous flow velocity, the instantaneous wave boundary layer thickness, the friction velocity and the bed shear stress (which are involved in the sediment particle resuspension and settling processes) are calculated by the momentum equation integrated over the turbulent boundary layer.

2.2 Morphodynamic model

The morphodynamic model is based on the wave-averaged advection-diffusion equation for the suspended sediment concentration in which a Q3D approach is adopted for the advective sediment transport terms.

The integral form of the abovementioned equation in contravariant formulation is

$$\iint_{\Delta A} \frac{\partial \tilde{C} \tilde{H}}{\partial t} dA + \int_L \left[\int_0^{\tilde{H}} \tilde{C}(z) \tilde{u}^m(z) dz \right] n_m dL = \int_L K_d \tilde{H} g^{ml} (\tilde{C})_{,l} n_m dL - D + P \quad (1)$$

where L is the contour line of ΔA and n_m is the m -th component of the covariant outward normal, K_d is given by the eddy viscosity, \tilde{H} is the wave-averaged total water depth, $\tilde{u}^m(z)$ is the vertical distribution of the contravariant component of the horizontal velocity vector obtained averaging over a wave period the modified instantaneous vertical profile of the contravariant component of the horizontal velocity vector (as calculated by the hydrodynamic model taking into account the high order terms in depth power expansion of the velocity and the correction by *Lynett*, 2006) and $\tilde{C}(z)$ is the vertical distribution of the wave-averaged suspended sediment concentration.

The terms related to the line integral on the left-hand side of eq. (1) are calculated starting from the depth integration of the product of the wave-averaged horizontal velocity vertical distribution and wave-averaged suspended sediment concentration vertical distribution, in order to take into account the sediment transport related to the undertow and the effects produced on the concentration by the eddy viscosity vertical distribution.

The source term D , which represents the sediment deposition rate, and the source term P , which represents the sediment pick-up rate, are defined in the following expressions

$$a) \quad D = \iint_{\Delta A} w_{sed} \tilde{C}_a dA \quad ; \quad b) \quad P = \iint_{\Delta A} w_{sed} \tilde{C}_R dA \quad (2)$$

where w_{sed} is the sediment fall velocity, \tilde{C}_a is the actual concentration and \tilde{C}_R is the reference concentration (both the concentration values are evaluated at reference height $a = 2d_{50}$).

The value of \tilde{C} is obtained by eq. (1). The integration of the eq. (1) implies the calculation at each time instant of \tilde{C}_a and of $\tilde{C}(z)$.

The value of the actual concentration \tilde{C}_a , which appears in eq. (2a), depends on the vertical distribution of the wave-averaged suspended sediment concentration $\tilde{C}(z)$. Under wave-current interaction and non-breaking waves, the suspended sediment concentration is determined by the turbulence due to the wave and current. In the case at weak current, the vertical distribution of the suspended sediment concentration is mainly due to the wave-induced turbulence (which is near-bed confined) and, as a consequence, the abovementioned concentration will be greater in the proximity of the bottom. In the case in which the current-induced turbulence is dominant compared to the wave-induced turbulence, the suspended sediment

concentration will have a more uniform distribution over the water column. Under breaking waves, the vertical distribution of the suspended sediment concentration is mainly due to the turbulence induced by wave breaking and, consequently, the abovementioned concentration will be greater in the proximity of the free surface (with respect to non-breaking waves). The $\tilde{C}(z)$ depends on the wave-averaged total eddy viscosity $\tilde{\nu}_t(z)$.

The value of the actual concentration \tilde{C}_a must satisfy, as a lower boundary condition, the vertical steady diffusion equation for the suspended sediment concentration

$$-\tilde{C}(z)w_{sed} = \tilde{\nu}_t(z) \frac{\partial \tilde{C}(z)}{\partial z} \quad (3)$$

and must satisfy, as a lower extreme of integration, the integral

$$\bar{\tilde{C}} = \frac{1}{\tilde{H}} \int_a^{\tilde{H}} \tilde{C}(z) dz \quad (4)$$

The calculation of \tilde{C}_a and $\tilde{C}(z)$ which intervene in the second term on the left-hand side of the eq. (1), is performed by means of an iterative procedure, starting from the values of $\bar{\tilde{C}}$ and $\tilde{\nu}_t(z)$.

The reference concentration \tilde{C}_R is calculated starting from its instantaneous values $C_R(t)$ according to the expression proposed by Zyserman & Fredsøe (1994) starting from the instantaneous values of the friction velocity calculated by following the approach proposed by Fredsøe (1984).

In order to take into account the contribution to the sediment transport from the swash zone, the net cross-shore sediment transport rate from the swash zone is calculated by the Larson & Wamsley (2007) expression. The net cross-shore sediment transport rate from the swash zone acts as a boundary condition in the wave-averaged advection-diffusion equation for the suspended sediment concentration [eq. (1)], in order to take into account the interaction between the swash zone and the inner part of the surf zone.

Once the values of the reference concentration and the actual concentration are known, the difference $(P - D)$ between the sediment pick-up rate and sediment deposition rate is calculated. Such difference is inserted into the following bed morphological change equation

$$\frac{\partial z_f}{\partial t} = \frac{1}{1-p} \left[(P-D) + q_{b,l}^l \right] \quad (5)$$

where z_f is the bed elevation, p is the sediment porosity and q_b^l ($l = 1, 2$) is the contravariant component (in a curvilinear system of coordinates) of the vector \vec{q}_b that represents the bed load transport calculated by means of the Engelund & Fredsøe (1976) formula.

The hydrodynamic model and the morphodynamic model are used for the simulation of long-term bed evolution dynamics. The computing of the long-term bed evolution is carried out by a sequence that alternates, at each step (morphological step), the simulation of wave and current velocity fields and the simulation of the sediment transport and bed morphological change.

3 NUMERICAL RESULTS

The capacity of the proposed model to simulate sediment transport processes in morphologically articulated coastal regions, where slightly sloping and regular sea beds alternate with steep irregular bottoms and the coastlines can be characterized by complex shapes or be interrupted by the presence of anthropogenic structures and/or river mouths, is tested by numerically reproducing bed evolution dynamics in the coastal region opposite Pescara river mouth in Italy.

Hereafter the numerical results obtained by means of the proposed model are presented.

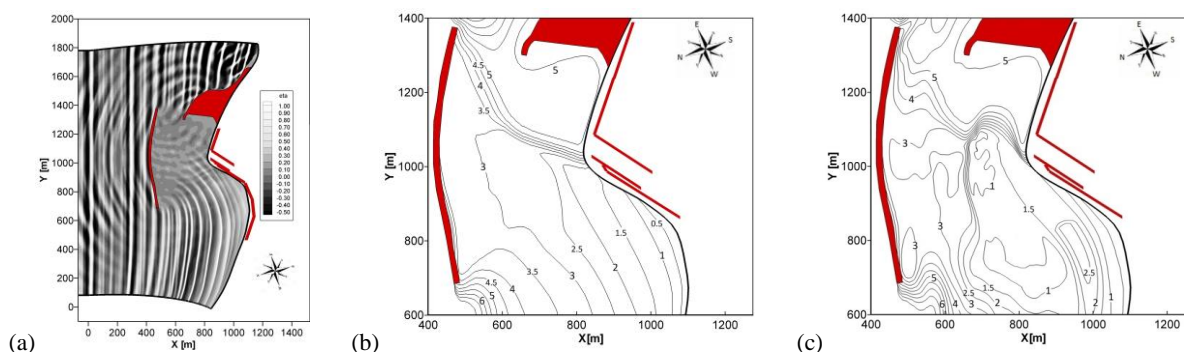


Figure 1. Coastal region opposite Pescara harbor: (a) Instantaneous wave field, (b) Initial depth contour lines for the numerical simulation (c), Calculated depth contour lines at the end of third simulated year.

In Fig. 1(a) an instantaneous wave field, obtained starting from the initial bathymetry and the wave features such as reported in *MIT 2015*, is shown. It can be seen from the figure that wave trains not intercepted by the detached breakwater, first show a steepening of the wave front (shoaling) and then a decay of the wave height due to the wave breaking. In the vicinity of the west and east extremes of the detached breakwater wave fronts undergo a rotation by diffraction.

In Fig. 1(b) the initial configuration of the coastal region opposite Pescara harbor and the related depth contour lines in the outer harbor region are shown (such as reported in *MIT 2015*). From this Figure it turns out that the sea region included between the detached breakwater and entrance of the canal port is affected by silting phenomena. However, in the vicinity of the entrance of the canal port the sharp decrease in the bed levels is due to the dredging operations for the maintenance of navigability conditions.

In Fig. 1(c) the depth contour lines at the end of the third simulated year obtained by means of the proposed model are shown. From the comparison between Fig. 1(c) and In Fig. 1(b), it can be observed a general bed level increment in the sea region included between the detached breakwater and entrance of the canal port; in particular two main accretion areas are observed. The first of the abovementioned areas is located in correspondence of the entrance of the canal port (related to the advancement from south-west to north-east of 1m-to-3m depth contour lines) and the second area is located close to the down drift side of the west extreme of the detached breakwater (highlighted by the emergence of the 3m depth contour line).

The numerical simulation calculates a settled sediment volume in the sea region in question of about $35000\text{m}^3/\text{year}$: this value is of the same order of magnitude as the annual accumulated sediment volume in the three years period 1997-2000 (as estimated from the 1997 and 2000 bathymetric measurement campaigns and such as reported in *MIT 2015*).

The numerical results are in good agreement with the field measurements. Consequently, it can be stated that the littoral sediment transport incoming from north-west is mainly responsible for the silting up in the region included between the detached breakwater and the entrance of the canal port. The numerical simulation satisfactorily reproduces the bed evolution dynamics in the coastal region opposite Pescara harbor.

REFERENCES

- Engelund, F. & Fredsøe, J. A sediment transport model for straight alluvial channels. *Nordic Hydrology* 7, 293-306, 1976.
- Fredsøe, J. Turbulent boundary layer in wave-current motion. *Journal of Hydraulic Engineering* 110, 1103-1120, 1984.
- Gallerano, F., Cannata, G. & Villani, M. An Integral Contravariant Formulation Of The Fully Non-Linear Boussinesq Equations. *Coastal Engineering* 83 119-136, 2014.
- Larson, M. & Wamsley, T.V. A formula for longshore sediment transport in the swash. *Proceedings Coastal Sediments '07*. In ASCE, New Orleans: 1924-1937, 2007.
- Lynett, P.J. Nearshore wave modeling with high-order Boussinesq-type equations. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering* 132, 348-357, 2006.
- Ministry of Infrastructure and Transport. Simulazione numerica di campi di velocità e di elevazione della superficie libera nel tratto di mare prospiciente il porto di Pescara, p. 91, 2015. Available at: www.mit.gov.it
- Zyserman, J.A. & Fredsøe, J. Data analysis of bed concentration of suspended sediment. *Proc. Am. Soc. Civ. Eng., J. Hydraul. Eng.*, 120(9): 1021-1042, 1994.

3D NUMERICAL STUDY OF A CONCORDANT RIVER CONFLUENCE

Nadia Penna¹, Mauro De Marchis², Olga Birjukova³, Enrico Napoli⁴, & Roberto Gaudio¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Enna "Kore"; (3) CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa; (4) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali, Università degli Studi di Palermo

KEY POINTS:

- 3D numerical simulations by using the PANORMUS model with the $k-\varepsilon$ turbulence closure model to predict the flow patterns of a concordant river confluence.
- Definition of the geometric features of the flow separation zone downstream of the junction between the main and tributary channels.
- Prediction of the water free surface variations in the confluence area taking into account the pressure distribution at the surface of the computational domain.

1 INTRODUCTION

The intersection between two (or among more) streams, each one with independent flow discharges, gives rise to a river confluence. There is a wide interest in the investigation of the hydrodynamics of such a singular zone, because it represents both a critical and strategic point along a river network. River confluences can be, in fact, applied in river restoration projects with the purposes of enhancement of flood safety, improvement of water quality and diversification of riverine habitat. An in-depth analysis of the whole confluence region is crucial for the success of these strategies and for the identification of the optimum compromise between anthropogenic land-use and river ecosystem. According to Best (1987), six distinct elements can be distinguished within a river confluence (Figure 1a): (1) a flow stagnation zone at the upstream junction corner, (2) a flow deflection zone where each stream enters the confluence, (3) a flow separation zone beyond the downstream junction corner, (4) an area of maximum velocity, (5) a flow recovery area, (6) shear layers. In general, these zones are influenced by the momentum ratio between the two streams, by the magnitude and ratio of the angles between the streams and the downstream channel and by the degree of concordance of the channel beds at the entrance to the confluence (Constantinescu *et al.*, 2011). The effects of these factors have been examined with field measurements, laboratory experiments (e.g. Biron *et al.*, 1996) and by Computational Fluid Dynamics (CFD) simulations. In particular, most of the CFD simulations have been conducted using the Reynolds Averaged Navier-Stokes (RANS) and Large Eddy Simulation (LES) models.

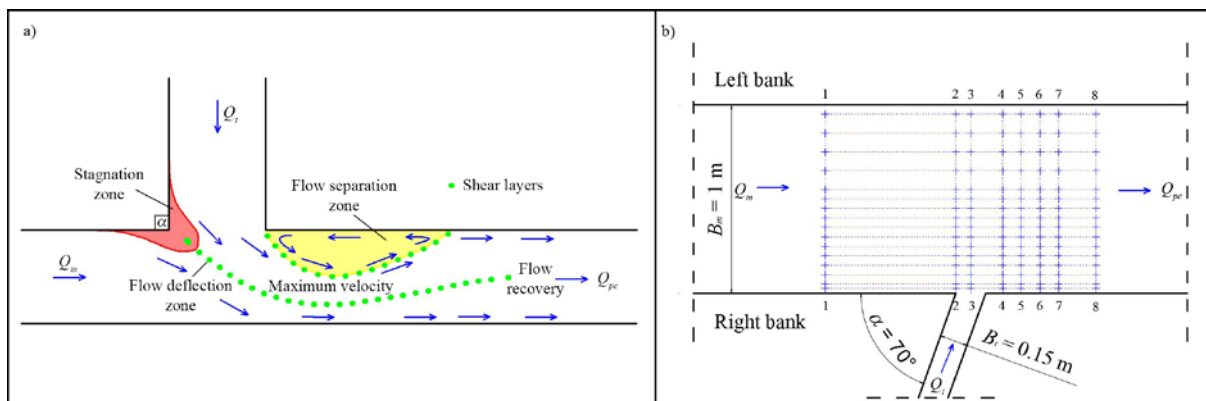


Figure 1. a) Schematic model of flow dynamics at river confluences (modified from Best (1987)); b) schematic plan of the physical model with the measurement grid (Q_m is the main channel discharge; Q_t is the tributary channel discharge; Q_{pc} is the post-confluence discharge; α is the confluence angle; B_m is the width of the main channel and B_t is the width of the tributary channel).

Although these studies provided useful information on the free-surface, flow deflection and separation, secondary recirculation, shear layers and velocity vector fields (Brito *et al.*, 2014), it is still necessary to improve the understanding of river confluence flows. The flow separation zone is of great interest, since it

influences sediment transport and river form evolution, including the erosion of local area, the roundabout of contaminated matters and their diffusion and transport. Towards this end, the proposed research is focused on the application of a RANS model with the $k-\epsilon$ turbulence closure model to predict the flow patterns of a 70° confluence of two channels with equal bed elevations (concordant beds).

2 PHYSICAL MODEL AND EXPERIMENTAL MEASUREMENTS

The experiments were conducted in the rectangular concrete flume of the Hydraulics Laboratory of the Instituto Superior Técnico (IST), Lisbon, Portugal (Figure 1b) as described in *Birjukova et al.* (2014). The length of the main and tributary channels were $L_m=12$ m and $L_t=4.5$ m, respectively, and the junction was located 5 m downstream of the inlet of the main channel, forming a 70° confluence angle. The width of the main and tributary channels were $B_m=1$ m and $B_t=0.15$ m, respectively. As regards the hydraulic conditions, the main channel discharge was set equal to $Q_m=0.044$ m³/s, whereas the tributary one to $Q_t=0.005$ m³/s, with a flow depth $h_m=h_t=0.11$ m. An Acoustic Doppler Velocimeter (ADV) was used to measure the flow field at the confluence, considering the sampling grid depicted in Figure 1b. Figure 2 shows the patterns of the three time-averaged components (\bar{u} , \bar{v} , \bar{w}) of the velocity vector measured at cross-section 1 (70 cm upstream from the junction), normalized by the mean flow velocity ($U=0.39$ m/s). The analysis of such patterns reveals the presence of secondary currents over the entire width of the cross-section (Figure 2a). According to *Rodríguez & Gàrcia* (2008) and *Blanckaert et al.* (2010), the presence of such secondary currents is due to the amplification of the surface-corner vortex caused by the difference in roughness between the bank and the bed. In fact, to guarantee the development of a fully turbulent flow at cross-section 1, a layer of gravel ($d_{50}=6$ mm) was placed on the channel bed (*Birjukova et al.*, 2014). The observed secondary currents are induced by anisotropic turbulence near the walls and, therefore, belong to the category of secondary currents of Prandtl's second kind. The flow field measured at cross-section 1 and described above was used to calibrate the numerical model.

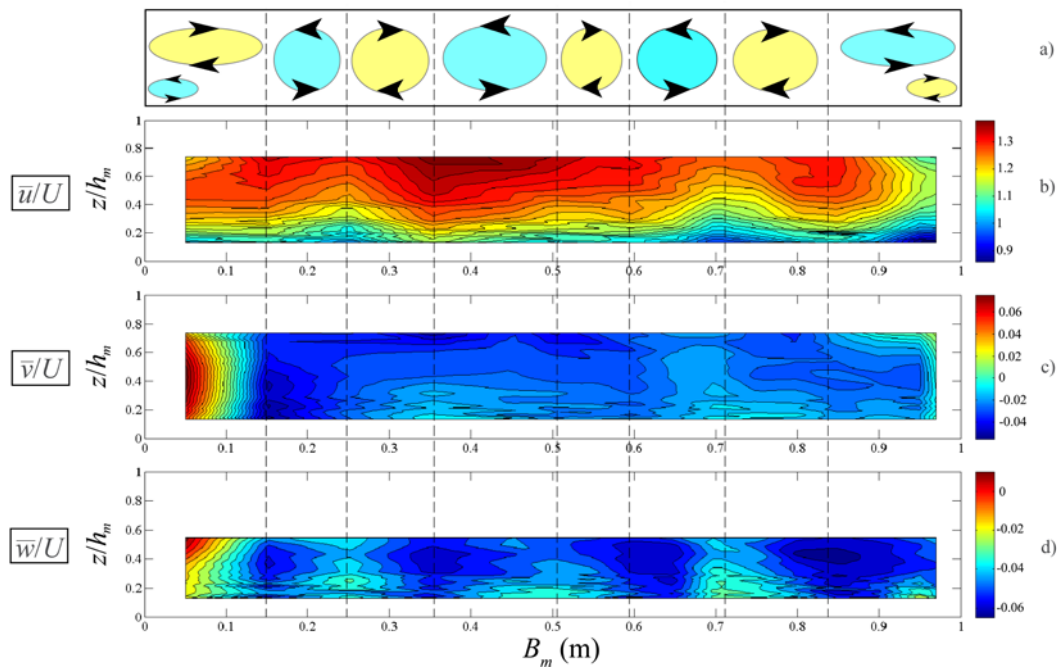


Figure 2. Patterns of some hydrodynamic variables at cross-section 1: a) schematic of secondary currents; b) normalized streamwise velocity component, \bar{u}/U ; c) normalized spanwise velocity component, \bar{v}/U ; d) normalized vertical velocity component, \bar{w}/U .

3 NUMERICAL MODEL

The numerical simulations have been carried out by using the finite volume numerical code PANORMUS (PArallel Numerical Open-souRce Model for Unsteady flow Simulation) second-order accurate both in time

and space. It solves the 3D RANS equations with the $k-\varepsilon$ turbulence closure by using a finite-volume method on a three-dimensional, non-orthogonal, structured grid (De Marchis & Napoli, 2008). The confluence domain was extended to the measuring region and, after a grid sensitivity analysis, was meshed with $128 \times 96 \times 32$ cells in the streamwise, spanwise and vertical directions, respectively. The mesh was refined near the walls and in the confluence zone. Inflow boundary conditions were obtained on both the main and tributary channels using separate simulations of fully developed turbulent flows, with periodical boundary conditions in the streamwise direction. In the physical model, a centrifugal pump drove the flow, whereas in the numerical simulation a constant mass force (per unit mass) in the streamwise direction (one for each channel) was applied. As mentioned above, the measured flow field at cross-section 1 and Q_m were used to calibrate the inflow in the main channel, whereas for the tributary, since no velocity measurements were available, only Q_t was taken into account. The obtained instantaneous velocity field was then used to feed the inflow sections. The free surface was treated as a rigid lid, which is justified as the tested Froude numbers (defined with the flow depth and mean velocity in the incoming and downstream channels) were smaller than 0.5 (Constantinescu *et al.*, 2011). Moreover, a logarithmic law of the wall was used near the solid boundaries (lateral walls and bottom) and null derivatives for all variables and hydrostatic pressure distribution were prescribed at the outflow boundary (Neumann-type boundary condition).

4 RESULTS AND DISCUSSION

Velocity profiles obtained from the numerical simulations were compared with the experimental data. As an example, Figure 3 shows the profiles of the time-averaged streamwise velocity component \bar{u} at a distance of 0.4 m from the right bank of the main channel for six cross-sections. Despite the presence of secondary currents of the Prandtl's first kind induced by the curvature of the streamlines and of the Prandtl's second kind due to the difference in roughness between the bank and the bed, the results obtained with the PANORMUS model demonstrate a satisfactory agreement between the experimental and numerical data. The major discrepancies occurred in the lower part of the velocity profiles, near the bottom, where the \bar{u} -velocity values were slightly underestimated (less than 9% in the layer having thickness $0.2h_m$ from the bottom), owing to the use of the wall function.

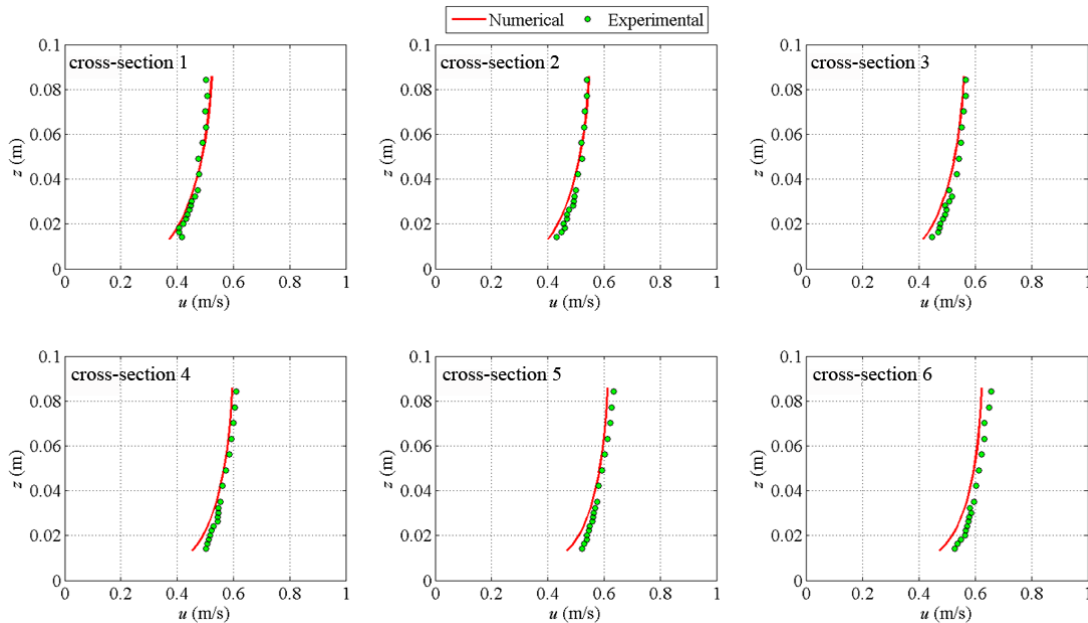


Figure 3. Experimental (green dots) and numerical (red lines) time-averaged velocity profiles at 0.4 m from the right bank of the main channel (the cross-section locations are in Figure 1b).

Figure 4a shows the velocity components \bar{u} and \bar{v} at the horizontal plane $z/h_m=0.47$, as in Brito *et al.* (2014), in order to define the geometric features of the flow separation zone. According to the boundary layer theory, the separation zone starts when the velocity at the wall is zero or negative. Therefore, the

separation point is not coincident with the junction point, but it is located downstream. Thus, in this study, the length of the separation zone (L_s) was defined as the distance from the separation point to the reattachment point, where the velocity values become positive again. Furthermore, the width of the separation zone (B_s) was defined as the distance from the wall to the point belonging to the streamline passing through the reattachment point, in which \bar{v} is null. The separation zone was delimited by the streamline shown in Figure 4a, obtaining $L_s=0.52$ m and $B_s=0.07$ m. The measured two main characteristic features of the separation zone were approximately 0.52 m and 0.09 m, respectively, showing that the numerical model can adequately reproduce also the highly 3D flow field in the separation zone. Finally, since the rigid lid condition does not allow direct simulations of the free surface variations, the model is able to consider these effects predicting the pressure distributions at the surface of the computational domain (Figure 4b). The results confirm the good agreement between experimental observations and numerical predictions. Indeed, from the analysis of Figure 4b it is possible to note: (1) a region of high pressure values near the junction apex (in correspondence of the stagnation zone); (2) a region of low pressure values (in correspondence of the flow separation zone), which correspond, respectively, to the super-elevation and the under-elevation of the free surface observed in these regions during the experimental campaign.

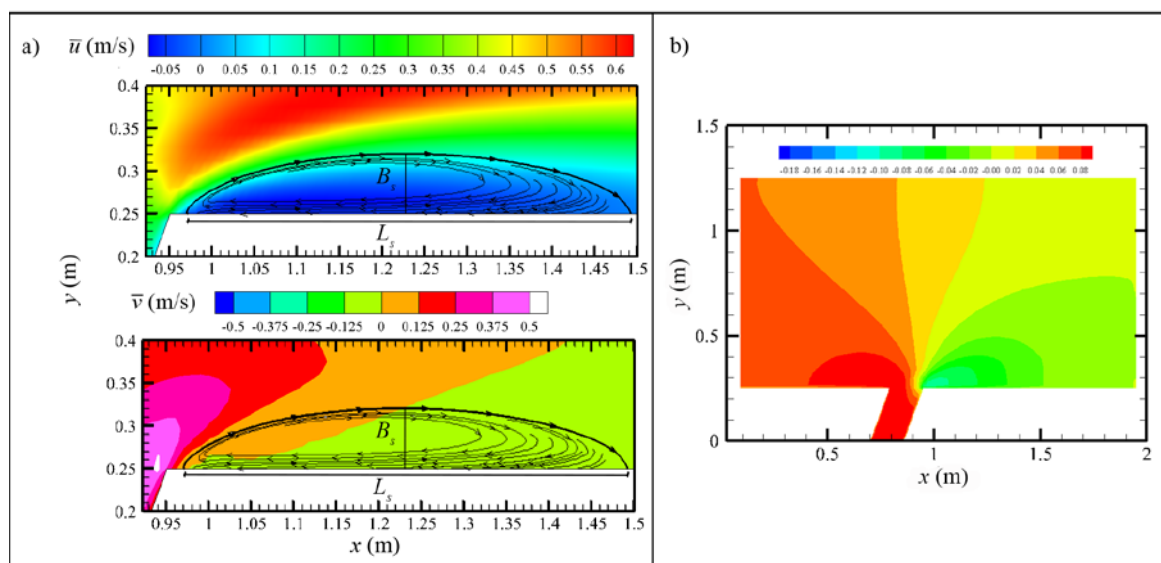


Figure 4. Numerical results: a) time-averaged velocity components \bar{u} and \bar{v} at the horizontal plane $z/h_m=0.47$; b) pressure distributions at the surface of the computational domain (expressed in kinematic units, m^2/s^2).

REFERENCES

- Best, J.L. Flow dynamics at river channel confluences: implications for sediment transport and bed morphology, Recent Developments in Fluvial Sedimentology, ed. F.G. Ethridge, R.M. Flores & M.D. Harvey, The Society of Economic Paleontologists and Mineralogists (SEPM), 1987, 27-35.
- Biron, P., Best, J. & Roy, A. Effects of bed discordance on flow dynamics at open-channel confluences, Journal of Hydraulic Engineering, 1996, 122(12), 676-682.
- Birjukova, O., Guillén-Ludeña, S., Alegria, F. & Cardoso, A.H. Three dimensional flow field at confluent fixed-bed open channels, Proceedings of River Flow 2014, Switzerland, 2014.
- Blanckaert, K., Duarte, A. & Schleiss, A.J. Influence of shallowness, bank inclination and bank roughness on the variability of flow patterns and boundary shear stress due to secondary currents in straight open-channels, Advances in Water Resources, 2010, 33(9), 1062-1074.
- Brito, M., Canelas, O.B., Leal, J.L. & Cardoso, A.H. 3D numerical simulation of flow at a 70° open-channel confluence, Proceedings of the V Conferência Nacional de Mecânica dos Fluidos, Termodinâmica e Energia, Portugal, 2014.
- Constantinescu, G., Miyawaki, S., Rhoads, B., Sukhodolov, A. & Kirkil, G. Structure of turbulent flow at a river confluence with momentum and velocity ratios close to 1: Insight provided by an eddy-resolving numerical simulation, Water Resources Research, 2011, 47, W05507.
- De Marchis, M. & Napoli, E. The effect of geometrical parameters on the discharge capacity of meandering compound channels, Advances in Water Resources, 2008, 31(12), 1662-1673.
- Rodriguez, J.F. & Garcia, M.H. Laboratory measurements of 3-D flow patterns and turbulence in straight open channel with rough bed, Journal of Hydraulic Research, 2008, 46(4), 454-465.

MODELLAZIONE INTEGRATA DELLE FORZANTI METEOROLOGICHE E DELLE CIRCOLAZIONI NEL LAGO DI GARDA

Marco Toffolon¹, Marina Amadori¹, Lorenzo Giovannini¹, Sebastiano Piccolroaz¹ & Dino Zardi¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Università di Trento

ASPETTI CHIAVE

- Nonostante l'importanza del lago di Garda, le principali dinamiche idro-termodinamiche e la loro influenza sullo stato di qualità delle acque sono ancora largamente inesplorate.
- Si propone uno studio integrato delle forzanti atmosferiche (simulate con WRF) e delle circolazioni risultanti nel lago (simulate con Delft3D).
- Alcune situazioni particolari sono analizzate nello specifico tenendo conto degli diverse condizioni di stratificazione termica e dei diversi campi di vento.

1 PREMESSA

Il lago di Garda è il maggiore lago italiano e rappresenta un'importante risorsa sia dal punto di vista ambientale sia da quello economico-turistico, potendo contare su quasi 10 milioni di presenze ogni anno. Tuttavia, la conoscenza delle dinamiche del lago è inaspettatamente limitata e la maggior parte degli studi si è concentrata quasi esclusivamente sugli aspetti ecologici o sulle dinamiche di lungo termine connesse ai cambiamenti climatici (ad es., *Salmaso*, 2005). Un elemento basilare, ma ancora pressoché inesplorato nonostante sottenda tutti i processi di trasporto, è la risposta idrodinamica al campo di vento, che è il principale motore delle circolazioni lacustri. Sotto molti punti di vista è sorprendente che tale aspetto sia stato trascurato poiché il lago di Garda è assai noto per i suoi regimi di vento periodici e intensi, che lo rendono una meta particolarmente conosciuta da velisti e windsurfer provenienti da tutto il mondo, generando un significativo indotto economico per l'intera regione. *Giovannini et al.* (2015) hanno mostrato come la parte settentrionale del lago sia interessata per la maggior parte dell'anno da un ben definito ciclo diurno di velocità e direzione del vento, caratterizzato dalla presenza di vento proveniente da nord, noto come "Peler", durante le ore notturne e al primo mattino e da un'intensa brezza di lago, nota come "Ora del Garda", che soffia da sud a partire dalla tarda mattinata e fino al tramonto. Durante i mesi primaverili ed estivi questa circolazione caratterizza fortemente la climatologia del lago, essendo presente in circa il 70% dei giorni.

Obiettivo di questa memoria è presentare una catena modellistica composta da un modello atmosferico (Weather Research and Forecasting, WRF) e da un modello idrodinamico tridimensionale (Delft3D-Flow), al fine di identificare la risposta del lago a una forzante non stazionaria e non uniforme in un corpo idrico caratterizzato da una morfologia complessa. Come si evince dalla Figura 1a, il lago di Garda è infatti costituito da una parte settentrionale molto stretta e profonda (fino a un massimo di 346 m), mentre la parte meridionale è più ampia e meno profonda. Tali condizioni sono in grado di produrre circolazioni complesse in caso di vento spazialmente variabile (ad es., *Toffolon & Rizzi*, 2009), che includono vortici di grande scala che si sviluppano nel piano orizzontale e fenomeni di upwelling e downwelling alle sponde, in particolare laddove la batimetria è particolarmente scoscesa.

La modellazione atmosferica della regione in esame mediante WRF ha già fornito risultati chiari sui venti predominanti sul lago (*Giovannini et al.*, 2014). La componente originale dello studio consiste nella modellazione idrodinamica accoppiata con la forzante meteorologica (in una direzione: dal modello atmosferico a quello idrodinamico) per lo studio di fenomeni di breve o medio termine, come ad esempio l'effetto delle condizioni stagionali (ad es., vento dominante e stratificazione termica della colonna d'acqua) sulle circolazioni prevalenti e le dinamiche di mescolamento indotte da possibili eventi eccezionali come l'apertura dello scolmatore di piena del fiume Adige, le cui acque in condizioni estreme possono essere riversate nel lago attraverso la galleria Adige-Garda.

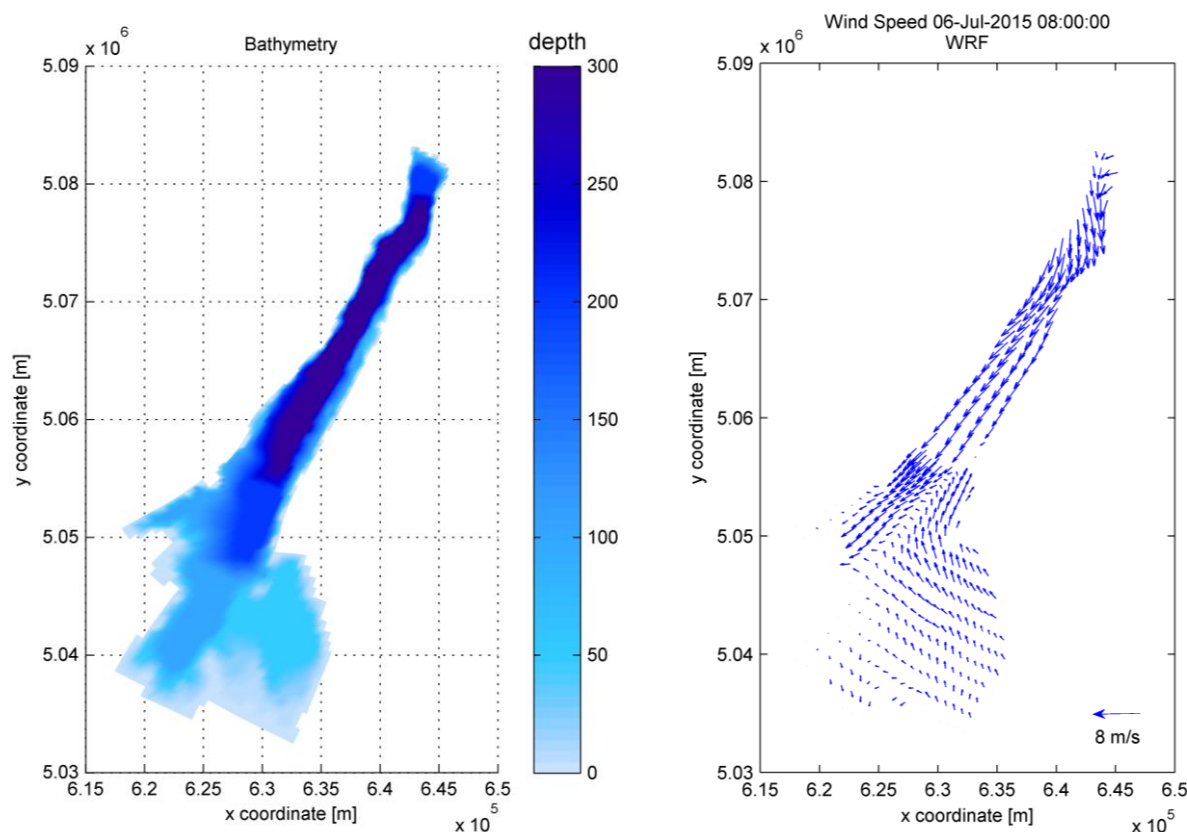


Figura 1. (a) Batimetria del lago di Garda utilizzata nelle simulazioni e (b) esempio del campo di vento ricostruito dal modello WRF alle ore 8:00 del 6 luglio 2015, in cui si può notare il vento prevalente proveniente da nord (detto “Peler”).

2 DATIE METODI

La batimetria del lago è stata ricostruita sulla base dell’ultimo rilievo batimetrico disponibile per il lago di Garda, risalente agli anni ’60. In questa analisi preliminare, la griglia di calcolo è stata adattata a partire da quella utilizzata in un precedente studio modellistico effettuato con il modello Delft3D-Flow (Genseberger, comunicazione personale) ed è formata da una griglia curvilinea ortogonale avente dimensioni tipiche orizzontali di $175\text{ m} \times 250\text{ m}$ nella parte settentrionale e $500\text{ m} \times 850\text{ m}$ in quella meridionale. Lungo la verticale è stato adottato un passo variabile (da 1 m vicino alla superficie a 25 m nella parte più profonda). Il mescolamento verticale, descritto dal modello di turbolenza $k-\epsilon$, tiene conto della stratificazione termica che governa i processi di trasporto verticale dalla primavera al tardo autunno.

Il campo di vento ricostruito a scala oraria attraverso il modello WRF, ad una risoluzione tale da essere in grado di riprodurre in maniera adeguata gli effetti della complessa orografia, specialmente nella parte settentrionale del lago (un’istantanea è riportata nella Figura 1b), è stato applicato sulla superficie del lago mediante un’interpolazione sulla griglia di calcolo.

3 RISULTATI

Nelle simulazioni condotte sono stati considerati alcuni fattori che influiscono in modo significativo sul trasporto nel lago. In primo luogo, è stata analizzata la risposta stagionale delle circolazioni indotte dal vento, la quale è fortemente influenzata sia dalla variabilità annuale della forzante atmosferica (venti mediamente più forti e regolari nella stagione estiva) sia dall’effetto della stratificazione termica che determina lo spessore dell’epilimnio (lo strato superficiale che reagisce direttamente all’azione del vento).

In Figura 2 è analizzato un esempio dei risultati che si possono ottenere. In particolare, vengono confrontati i campi di moto superficiali ottenuti con il modello Delft3D-Flow nel caso di vento realistico

(non uniforme, simulato da WRF) e in quello di vento spazialmente uniforme (ricostruito sulla base dei dati della stazione meteorologica di Torbole, sulla riva settentrionale del lago). Il secondo caso non è ovviamente verosimile, in quanto ignora la distribuzione spaziale della forzante, ma è stato considerato come caso ipotetico poiché fino a pochi anni fa rappresentava in molti casi l'unica informazione disponibile. Il confronto qualitativo suggerisce che le velocità superficiali sono approssimativamente coerenti nella parte più settentrionale, dove la corrente viene sostanzialmente incanalata dalla ridotta larghezza, mentre nella parte centrale e soprattutto in quella meridionale le circolazioni risultanti nel caso di vento uniforme sono praticamente opposte a quelle del caso di vento realistico. La marcata differenza nei risultati suggerisce che la ricostruzione accurata del campo di vento è assolutamente necessaria per poter studiare il trasporto di inquinanti, o altre sostanze, all'interno del lago.

L'esempio riportato in Figura 2 si riferisce a una condizione estiva in cui la stratificazione termica è forte, ma il comportamento idrodinamico può essere significativamente diverso in condizioni di omotermia come quelle che si realizzano verso la fine dell'inverno, soprattutto per quanto riguarda il trasporto verticale. Analisi più dettagliate della variabilità stagionale della risposta sono attualmente in corso al fine di identificare le dinamiche prevalenti e poter caratterizzare i processi di mescolamento in forma sintetica.

In secondo luogo, verranno analizzati eventi particolari che possano influire sullo stato di salute del lago. Risulta in tal senso potenzialmente critico l'utilizzo della galleria Adige-Garda, che può scaricare fino a circa $500 \text{ m}^3/\text{s}$ (storicamente, la massima portata registrata è stata pari a $492 \text{ m}^3/\text{s}$ in corrispondenza dell'evento di piena del 4 novembre 1966) nel caso di piene eccezionali del fiume Adige che possano mettere in pericolo la città di Verona. Altri eventi che possono avere un'influenza significativa sono le piene del fiume Sarca, il principale immissario del lago, che riversando acque con diversa temperatura e alte concentrazioni di sedimenti possono modificare i processi di mescolamento verticale nella parte settentrionale del lago.

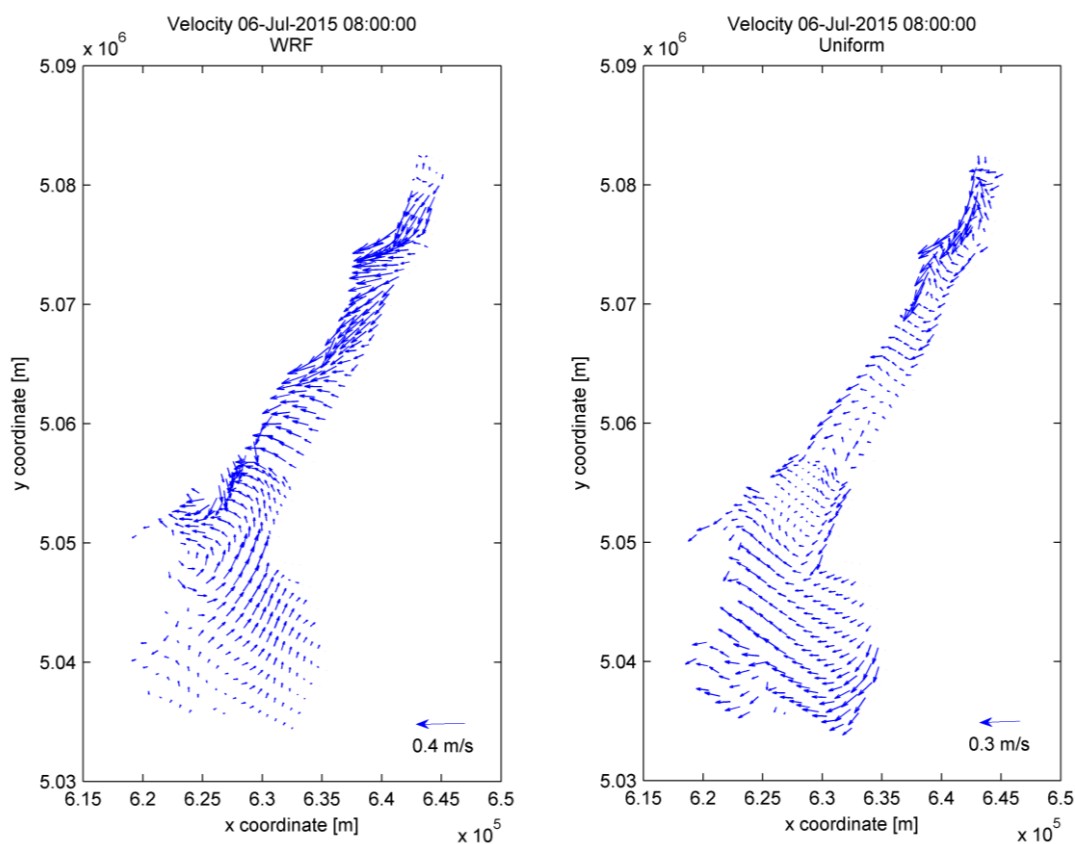


Figura 2. Esempio di circolazioni indotte da un campo di vento: (a) non uniforme, come simulato da WRF; (b) uniforme, sulla base delle misure effettuate da una stazione meteorologica a bordo lago (Torbole). I vettori di velocità superficiale simulata sono raffigurati alle ore 8:00 del 6 luglio 2015, come nella Figura 1b.

4 DISCUSSIONE

La presente memoria pone le basi di quello che è, a conoscenza degli autori, il primo studio sistematico delle circolazioni indotte dalle forzanti meteorologiche o da eventi eccezionali (come lo scarico della galleria Adige-Garda) nel lago di Garda. I prossimi passi prevedono l'attenta analisi degli effetti dovuti alla variabilità stagionale che riguarda in particolare il profilo termico del lago, e quindi la sua stratificazione verticale, e la forzante meteorologica.

Ad oggi purtroppo non esistono misure di campo che consentano una validazione del modello idrodinamico, a parte alcuni profili di micro-struttura termica dai quali sono state ottenute stime del coefficiente di diffusività turbolenta verticale (*Lenstra et al.*, 2014). Tale mancanza non consente di avere una completa validazione dei risultati modellistici, che però possono fornire un contributo importante alla comprensione dei fenomeni di trasporto nel lago di Garda.

Infine, è interessante notare che l'attenzione sul lago di Garda, sia dal punto di vista scientifico sia da quello più pratico, sta crescendo rapidamente. Numerosi tentativi di coordinamento tra diversi enti pubblici e privati preposti alla gestione e all'utilizzo delle acque del lago, e tra università e centri di ricerca (anche in potenziali collaborazioni interdisciplinari), stanno emergendo. In tutti i casi, la disponibilità di uno strumento modellistico che possa fornire un supporto alle analisi e alle decisioni risulta imprescindibile.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Giovannini, L., Zardi, D., De Franceschi, M., & Chen, F. Numerical simulations of boundary-layer processes and urban-induced alterations in an Alpine valley, *Int. J. Climatol.*, 2014, 34, 1111-1131.
- Giovannini, L., Laiti, L., Zardi, D. & de Franceschi, M. Climatological characteristics of the Ora del Garda wind in the Alps, *Int. J. Climatol.*, 2015, 35, 4103-4115, DOI: 10.1002/joc.4270.
- Lenstra, W.K., Hahn-Woernle, L., Matta, E., Bresciani, M., Giardino, C., Salmaso, N., Musanti, M., Fila, G., Uittenbogaard, R., Genseberger, M., van der Woerd, H.J. & Dijkstra, H.A., Diurnal variation of turbulence-related quantities in Lake Garda, *Advances in Oceanography and Limnology*, 2014, 5(2), 184-203, DOI: 10.1080/19475721.2014.971870.
- Salmaso, N. Effects of climatic fluctuations and vertical mixing on the interannual trophic variability of Lake Garda, Italy, *Limnol. Oceanogr.*, 2005, 50(2), 553-565.
- Toffolon, M., & Rizzi, G. Effects of spatial wind inhomogeneity and turbulence anisotropy on circulation in an elongated basin: a simplified analytical solution, *Adv. Water Resour.*, 2009, 32, 1554-1566, doi:10.1016/j.advwatres.2009.08.001.

SENSITIVITY OF THE BASIN-SCALE INTERNAL WAVE STRUCTURE IN A PREALPINE LAKE TO WIND DISTRIBUTION

Giulia Valerio¹, Marco Pilotti¹, Antonio Cantelli², Paolo Monti³ & Giovanni Leuzzi³

(1) Dipartimento DICATAM, Università degli Studi di Brescia, Brescia, Italy; (2) Dipartimento DIMA, Università di Roma La Sapienza, Roma, Italy; (3) Dipartimento DICEA, Università di Roma La Sapienza, Roma, Italy.

KEY POINTS

- Wind distribution plays a fundamental role in lake dynamics, but its representation is a challenging task in alpine areas due to the strong influence of the topography on the wind regime.
- We propose to couple an high resolution meteorological model to a 3D hydrodynamic model to simulate the basin-scale internal wave structure in Lake Iseo.
- The improved distributed description of the wind stress over the lake surface leads to a significant enhancement of the representation of the main basin-scale internal wave motion.

1 INTRODUCTION

Wind distribution plays a fundamental role in lake dynamics and mixing processes can't be effectively reproduced without an adequate representation of the space and time variable wind field. This fact has been clearly shown by the results of 3D hydrodynamic simulations which highlight that a uniform wind does not allow to correctly reproduce the surface lake currents (e.g. Shilo et al., 2007; Strub and Powell, 1986; Lemmin and D'Adamo, 1997), the inter-basin exchange rates (Rueda et al. 2005), the upwelling structure of the baroclinic basin-scale dynamics (Appt et al., 2004), and the excitation of the higher horizontal modes (Lemmin et al., 2005; Valerio et al., 2012).

In medium-size lakes in the alpine and pre-alpine regions, taking into account the space and time variability of the wind field is a challenging task due to the strong influence of the topography on the wind regime (Petenko et al., 2011). In these geographical areas, the flow is mainly determined by the differential heating-cooling processes and is characterized by a complex interaction between up-slope winds and lake breezes. The complexity of the resulting flow field was shown for example numerically by Giovannini et al. (2014), with reference to the Adige Valley, and by Lemmin and D'Adamo (1997) on the basis of the analysis of sparse anemometric data in Lake Geneva.

In order to evaluate the sensitivity of the basin-scale internal wave structure in a deep, stratified pre-alpine lake to wind distribution, we used a moored lake station to tune a high resolution meteorological model that provides the wind and air temperature field to a 3D hydrodynamic model of lake Iseo.

2 MATERIALS AND METHODS

Lake Iseo is a deep, oligomictic Italian lake located in the pre-alpine area of east-central Lombardy (45°44'N 10°04'E) at 185 m a.s.l., which represents well the features of other large lakes located south of the Alps. The lake covers a surface area of 60.9 km², has a maximum depth of 256 m and is characterized by steep banks and a large island that separates the central plateau from the eastern 100 m deep channel. The area surrounding the lake is subjected to a temperate climate and to slope winds, characterized by a daily inversion due to periodic heating-cooling of the mountain sides ; their predominant directions are aligned with the north-south lake axis. The wind structure induces basin-scale internal waves characterized by a regular daily periodicity, amplitudes around 5 m in the stratified period (Valerio et al., 2012) and epilimnetic speed in the order of a few centimeters per second. Lake Iseo has been monitored since 1995 on a monthly basis, while high-resolution data suitable for hydrodynamic modeling are available since 2010 (Pilotti et al., 2013).

In this work, we modeled the wind field over lake Iseo numerically through the Weather Research and Forecasting (WRF) model (Skamarock et al., 2008) in the period 11-18 July 2010. The horizontal domain considered for the simulations consisted of five two-way nested grids covering all spatial scales, from synoptic to local scales. A detailed and smoothed topography having a 3-arc seconds resolution was used in

the area surrounding the lake. The performance of the simulations were successfully tested by comparisons with observations collected in a meteorological station moored on the lake surface and three other stations located along the shoreline (see Fig. 1). The resulting 2D wind field was used as a boundary condition for the 3D hydrodynamic model ELCOM, which solves the Reynolds averaged Navier Stokes equations with the Boussinesq approximation for density differences using a semi-implicit formulation on a finite-volume framework (Hodges *et al.*, 2000). We used an horizontal grid with cells 160 x 160-m large, combined with 74 vertical layers, having the higher resolution in the area with the maximum temperature gradient. The performance of the simulations were evaluated by comparing the modeled temperature time series in the first 30 m with the corresponding temperature measured at the northern and southern end of the lake (LDS and TC2 in Fig. 1) in the period 13-17 July 2010.

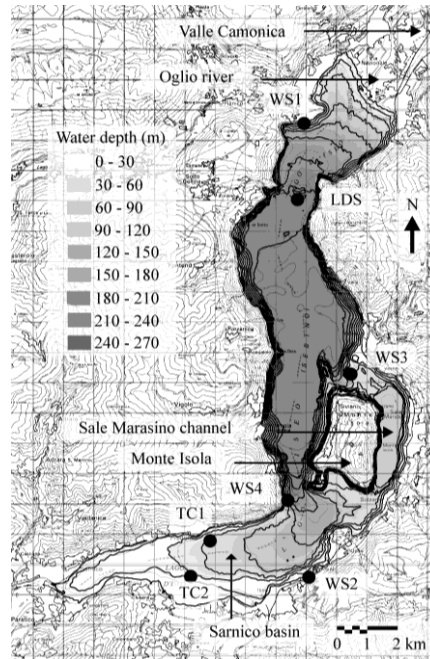


Figure 1. Bathymetry of Lake Iseo, represented with isodepth lines at 30-m spacing, and location of the measurement stations: thermistor chains (TC), wind stations (WS), and lake diagnostic system (LDS). The coordinates for the location in the bottom-left corner of the map are 45.63°N, 9.94°E. (Bathymetric data source: Regione Lombardia)

3 RESULTS AND DISCUSSION

To study the sensitivity of the basin-scale internal wave structure to wind distribution, we compared the results obtained by forcing the model with uniform wind fields measured at the anemometric stations shown in Fig. 1, and with spatially varying wind field obtained through the bilinear interpolation of all the measured data (cfr. Valerio *et al.*, 2012) and with the one simulated by the meteorological model.

In the period under consideration, a thermal stratification typical of the summer season was present, with mean temperature ranging from 24.5 °C at the surface and 6.4 °C at the bottom. The internal wave activity under this forcing is dominated by a basin-scale internal wave of vertical and horizontal modes 1 (V1H1), characterized by a regular 24-hours periodicity. The comparison between the measured and simulated average profiles and isotherms oscillations are shown in Fig. 2 with reference to the most representative simulations.

The results obtained by uniform wind fields measured at each anemometric station were not satisfactory. The internal wave amplitudes resulted greatly underestimated and more than 1 hour out of phase in the southern basin when forced by WS2 and WS3 station. Moreover, the surface mixed layer was much thinner and warmer with respect to the measured one in all the stations. A better fit of the oscillatory pattern in term of phase resulted by using WS1 and WS4 stations, but the amplitudes appeared still greatly underestimated.

On the contrary, the application of the on-lake LDS wind over all the lake surface provided notable discrepancies between the measured and simulated temperature in the southern basin, due to overestimated deepening of the surface layer and larger internal waves amplitudes. These results showed that the wind at WS2 and WS3 locations is not sufficient to energize the internal waves and to mix the surface layer, where most of the shortwave radiation remains trapped close to the surface. WS1 and WS4 instead, provide a wind that is in phase with the effective wind energizing the lake, but affected by the reduction of velocity along the shore. LDS wind, instead, seemed to overestimate the average energy transferred by the wind to the lake.

Most of these limitation were overcome by forcing the model with a spatially-varying wind. The wind field obtained from the meteorological model led to the best fit of the measured data, further improving the fit of the spatially-varying interpolated wind. With regard to the thermal structure the numerical wind field allowed to minimize the RMSE with respect to the mean temperature profile (0.64 and 0.70 °C at LDS and TC2), by improving the reproduction of the average surface layer deepening. With regard to the oscillatory pattern, it led to notable improvements especially in the southern area. Here, the numerical wind field was the only one that allowed a correct reproduction of the gradual increase of the first horizontal and vertical V1H1 amplitudes between 5 and 30 m of depth, which is a peculiar feature of the internal wave field measured by TC2.

The significant enhancement of the modeled main basin-scale internal wave motion based on the physically based distributed description of the wind stress over the lake surface confirms the importance of an accurate representation of the wind in physical limnology. Moreover, the presented coupled approach provides important insights for setting up more simplified conceptualization of the wind field and for the comprehension of the 3D hydrodynamic processes.

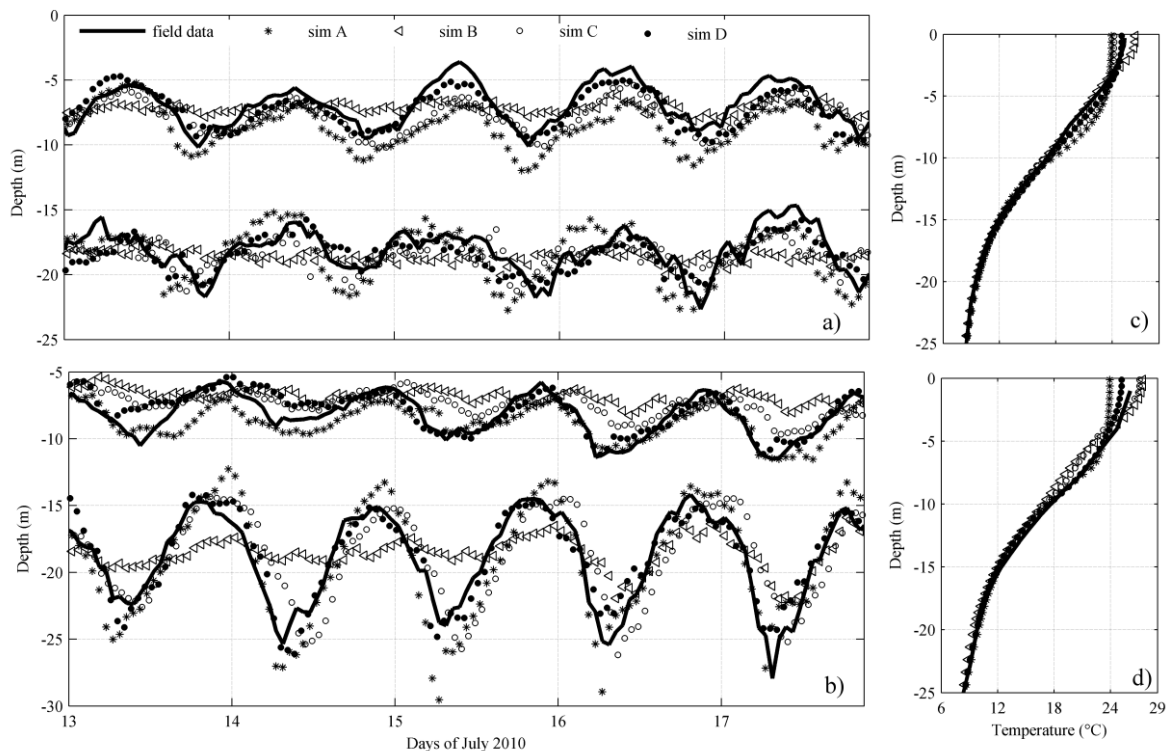


Figure 2. Time series of the (a, b) and vertical displacements of the 10°C and 20°C isotherms recorded at (a) the northern (LDS) southern and (b) the southern (TC2) thermistor chain. The continuous line show the measured values, while the markers indicate the results of the simulations forced by (sim A) the uniform LDS wind, (sim B) the uniform WS2 wind, (sim C) the interpolated wind and (sim D) the simulated wind. (c, d) Comparison of the average temperature profile simulated and measured at (c) LDS and (d) TC2).

4 REFERENCES

- Appt, J., Imberger & J., Kobus, H. Basin-scale motion in stratified Upper Lake Constance, *Limnol. Oceanogr.*, 2004, 49(4), 919-933.
- Giovannini, L., Zardi, D., de Franceschi, M. & Chen, F. Numerical simulations of boundary-layer processes and urban-induced alterations in an Alpine valley, *Int. J. Climatol.*, 2014, 34, 1111–1131.
- Hodges, B.R., Imberger, J., Saggio, A. & Winters, K. Modeling basin-scale internal waves in a stratified lake. *Limnol. Oceanogr.*, 2000, 45, 1603–1620.
- Lemmin, U. & D'Adamo, N. Summertime winds and direct cyclonic circulation: observations from Lake Geneva. *Annales Geophysicae*, 1997, 14, 1207–1220.
- Lemmin, U., Mortimer, C. H. & Bauerle E. Internal seiche dynamics in Lake Geneva. *Limnol. Oceanogr.*, 2005, 50, 207–216.
- Petenko, I., Mastrantonio, G., Viola, A., Argentini, S., Coniglio, L., Monti, P. & Leuzzi, G. Local circulation diurnal patterns and their relationship with large-scale flows in a coastal area of the Tyrrhenian Sea, *Boundary-Layer Meteorology*, 2011, 139, 353-366.
- Pilotti, M., Valerio, G. & Leoni, B. Data set for hydrodynamic lake model calibration: a deep pre-alpine case. *Water Resources Research*, 2013, 49, 7159–7163.
- Rueda, F., Schladow, S.G., Monismith, S. & Stacey, M. On the effects of topography on wind and the generation of currents in a large multi-basin lake. *Hydrobiologia*, 2005, 532, 139–151.
- Shilo, E., Ashkenazy, Y., Rimmer, A., Assouline, S., Katsafados, P. & Mahrer, Y. Effect of wind variability on topographic waves: Lake Kinneret case. *J. Geophys. Res.*, 2007, 112(C12024).
- Skamarock, W.C. & Klemp, J.B. A time-split nonhydrostatic atmospheric model for weather research and forecasting applications, *Journal of Computational Physics*, 2008, 227 (7), 3465-3485.
- Strub, P.T. & Powell, T.M. Wind-driven surface transport in stratified closed basins: Direct versus residual circulations. *J. Geophys. Res.*, 1986, 91(C7), 8497-8508.
- Valerio, G., Pilotti, M., Marti, C.L. & Imberger, J. The structure of basin scale internal waves in a stratified lake in response to lake bathymetry and wind spatial and temporal distribution: Lake Iseo, Italy. *Limnol. Oceanogr.*, 2012, 57, 772-786.

GRAVITY CURRENTS IN LINEARLY STRATIFIED AMBIENT

Fabio Addona¹, Marius Ungarish², Vittorio Di Federico³, Luca Chiapponi¹, Sandro Longo¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura (DICAteA), Università di Parma, Parco Area delle Scienze 181/A, Parma 43124, Italy;

(2) Department of Computer Science, Technion, Israel Institute of Technology, Haifa 32000, Israel;

(3) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM), Università di Bologna, Viale Risorgimento 2, Bologna 40136, Italy.

KEY POINTS:

- The present work aims to study the behavior of a dense fluid current in a rectangular (or in a circular) cross-section channel. The denser fluid propagates into a less dense ambient fluid, with linear stratification of density in the vertical
- A simplified model was used to compute the front speed of the gravity current. The theoretical speed was obtained by: a) imposing the continuity between the injected and the propagating fluid; b) by considering the jump condition and the energetic balance at the head of the current.
- Seventy-six experiments were performed. The results show a systematic overestimation of the experimental front speed. The discrepancy decreases significantly for increasing value of the parameter S (representative of the relation between the density stratification of the ambient fluid and the density of the intruding current) and is at a minimum for $S \rightarrow 1$ (i.e., density of the intruding current equal to the bottom density of the ambient fluid).

1 INTRODUCTION

A gravity current (GC) occurs when a denser fluid with mass density ρ_c propagates into a less dense fluid, called ambient fluid, and the propagation is mainly in the horizontal direction. Generally speaking, the ambient fluid can be homogeneous with mass density ρ_a , or stratified with minimum density ρ_0 at the top and maximum density ρ_b at the bottom, and a generic shape of the density profile. This kind of current (in both homogeneous and stratified ambient) can be found in different natural phenomena, such as avalanches, pyroclastic and lava flows, and several industrial activities.

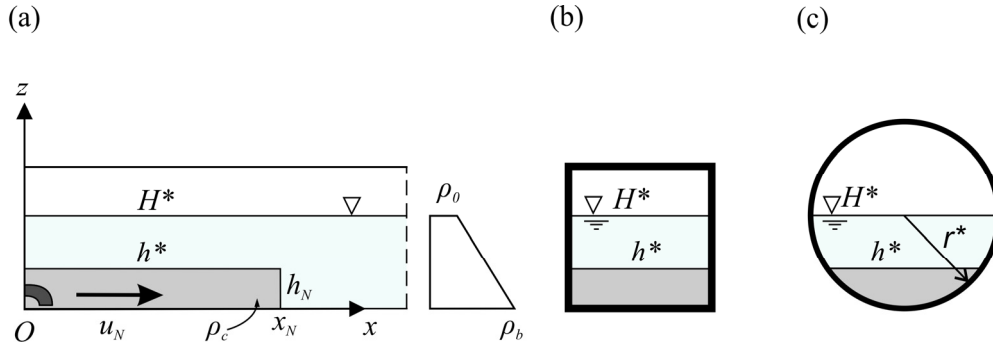


Figure 1. A schematic description of the simplified model: (a) shows a side-view of the gravity current with thickness $h^*(x)$, (b) shows the cross-section of the rectangular channel, with $H^* = 11$ cm, and panel (c) illustrates the cross-section of the circular channel, with $H^* = r^*$.

The front speed was computed on the base of the Benjamin condition extended to a linearly stratified ambient, see Ungarish (2006). The front velocity was computed by using the model described in Shringarpure et al. (2013) for gravity currents with a constant inflow, and according to Ungarish (2013) for the circular cross-section. The layout of the model is shown in Fig.1.

2 THEORETICAL MODEL

Here steady-state high Reynolds number gravity currents (GC) in a linearly density stratified ambient fluid are considered. The currents are of the Boussinesq type, i.e., $\rho_c/\rho_0 \approx 1$ where ρ_c is the density of the

current and ρ_0 is the minimum density of the ambient fluid. One of the goals is the comparison between the theoretical and experimental values of the front speed u_N . The theoretical model considers the continuity equation for the incompressible fluid of the current

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial uA}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

where $A(h(x,t))$ is the cross-section area occupied by the current and $u(x,t)$ is the velocity averaged over A . The explicit form of A as a function of h depends on the shape of the cross-section.

The second equation is given by the momentum balance in the direction of the current propagation, with neglected viscosity and with compensation between inertia and buoyancy:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g' \left(1 - S + S \frac{h}{H} \right) \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2)$$

where $g' = \varepsilon g$, $\varepsilon = (\rho_c - \rho_0) / \rho_0$ and $S = (\rho_c - \rho_0) / (\rho_b - \rho_0)$ represents the linear-stratification effect. The formulation requires a boundary condition at the front, treated as a discontinuity. As an approximation, it is assumed that for a stratified ambient fluid the rigorous analysis in *Ungarish* (2012) can be extended with the following approximation

$$u_N = Fr h_N^{1/2} \Psi^{1/2}, \quad \Psi = 1 - S \left[1 - \frac{1}{2} \frac{h_N}{H^*} (1 + \gamma) \right], \quad (3)$$

where $Fr = Fr(h_N)$ is the Froude number, Ψ is a stratification coefficient with γ dependent on the cross section shape and the variables are made dimensionless by assuming the length scale equal to the ambient fluid thickness H^* . The velocity scale is $U^* = (g' H^*)^{1/2}$, the time scale is $T^* = H^* / U^*$. The discharge is scaled by $U^* H^{*2}$ and the Reynolds number of the current is $Re = U^* H^* / \nu_c$. The second boundary condition at the inlet section depends on the kind of flow. For the lock-release problem the condition is $u = 0$ and $h = h_0$ at $t = 0$. For the constant influx problem the Froude number at the inlet is assumed constant over the duration of the simulation (see *Shringapure et al.* (2013)). The stratification of the ambient fluid reduces the front speed with respect to the homogeneous case.

3 MATERIALS AND METHODS

The tests were carried out in the Hydraulic Laboratory of DICATeA (University of Parma). The experimental facilities were (i) a circular cross-section channel with internal radius $r^* = 9.5$ cm and length $l = 605$ cm (Fig.1c), and (ii) a rectangular cross-section channel 14×14 cm² (Fig.1b). The stratification of the ambient fluid was obtained by adopting the technique detailed in *Hill* (2002), injecting the fluid at the bottom of the tank. The density stratification in the tank was tested using a syringe attached to a needle whose tip is moved in the vertical at different level. The density of the drawn liquid was measured with a glass floating densitometer with accuracy equal to 1 kg/m³.

In the constant influx tests a centrifugal pump, controlled by a DAQ through a PID feedback system was used to inject the denser fluid with a constant known discharge, accurate within 1% of the instantaneous value. At the opposite end section of the channel (with respect to the injection section) instead of the weir used for similar experiments in *Longo et al.* (2016), an aspiration system controlled in feedback with an Ultrasonic distance meter was installed to guarantee a constant water level during the whole test. The fluid was pumped out by several small tubes at different heights, in order to preserve the ambient fluid stratification and to avoid the selective withdrawal. hence a no-return flow configuration was adopted.

The lock release experiments were carried out only in the circular cross section tank, with a lock 100 cm long and a total length of the channel equal to 500 cm. For these experiments there was no outflow and the return-flow condition was satisfied.

The ambient fluid was linearly stratified with $S \in [0, 1]$ and in all tests the intruding current was salt

water with density $\rho_c = 1100 \text{ kg/m}^3$, added with Aniline dye for an easy visualization. A grid was stuck at the bottom of the channels to measure the front position of the intruding current. The front of the propagating current was recorded by a full HD video camera, with data rate of 25 f.p.s. Afterwards the front position was measured by analyzing the frames.

In all tests with constant influx the height of the ambient fluid, H^* , was equal to r^* in the circular tube, while in the rectangular one it was $H^* = 11 \text{ cm}$. For the experiments in the circular cross-section channel the discharge was $Q^* = 65, 144 \text{ ml/s}$, for the experiments in the rectangular cross-section channel the discharge was $Q^* = 80, 144 \text{ ml/s}$. In the lock-release tests the height of the intruding current in the lock was $h_0 = 3.2, 4.0$, and 5.0 cm .

We tried to cover almost uniformly the range $S = 0 \div 1$, to analyze the behavior of gravity currents within a huge variety of linear stratification, performing more than 70 different experiments.

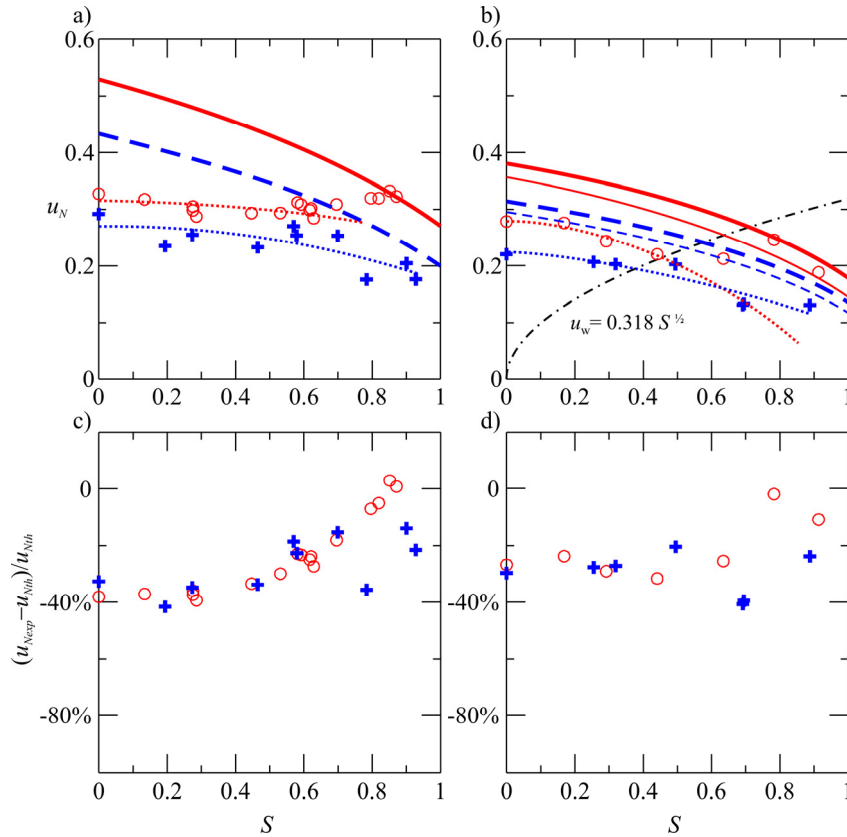


Figure 2. Experimental and theoretical values of non-dimensional u_N for constant influx experiments. (a) and (b) show the results for circular and rectangular cross-section channel, respectively. (c) and (d) show the relative error. $Q^* = 144 \text{ ml/s}$ (solid line for theory, circles for the experiments) in panel a) and b), $Q^* = 65 \text{ ml/s}$ (dashed line for theory, crosses for the experiments) (panel a) or $Q^* = 80 \text{ ml/s}$ (panel b). The dotted lines interpolate with a parabola the measured values. The thin lines in panel b) refer to theoretical values by using Fr as reported in *Huppert & Simpson (1980)*. The dash-dot line in panel b) represents the first mode or the internal wave celerity u_w , theoretically known for rectangular cross-section (see, e.g., *Ungarish 2009*).

4 RESULTS

In Fig.2(a) the front speed of the current is shown compared with the theoretical model, for the circular cross-section for two values of the discharge and for different values of S . The density of the intruding current ρ_c and the value of H^* are kept constant and equal to 1100 kg/m^3 and 9.5 cm , respectively. Fig. 2(b) shows similar results but for the rectangular cross-section. In this last set of experiments the comparison is also made by considering the experimental Froude number illustrated in *Huppert & Simpson (1980)*:

$$Fr(h_N) = \begin{cases} 1.19 & \left(0 \leq \frac{h_N}{H^*} \leq 0.075\right), \\ \frac{1}{2} \left(\frac{h_N}{H^*}\right)^{-1/3} & \left(0.075 \leq \frac{h_N}{H^*} \leq 1\right). \end{cases} \quad (5)$$

The results show that for circular cross-section the theoretical model overestimates the speed of propagation. This is coherent with past results in similar condition, but the overestimation for limited values of S is quite large. The value of Q^* also seems to play a role, since larger discharge means a better agreement for $S \rightarrow 1$. For rectangular cross-section a similar overestimation is evident but with slightly lower values with respect to the circular cross-section. If the comparison is made with the experimental value of the Froude number by Huppert & Simpson, the discrepancy reduces but it is still relevant, in particular for $S \rightarrow 0$. We believe that the internal waves (the first mode celerity is drawn in Fig.2b) play a role in the dynamics of the intruding current.

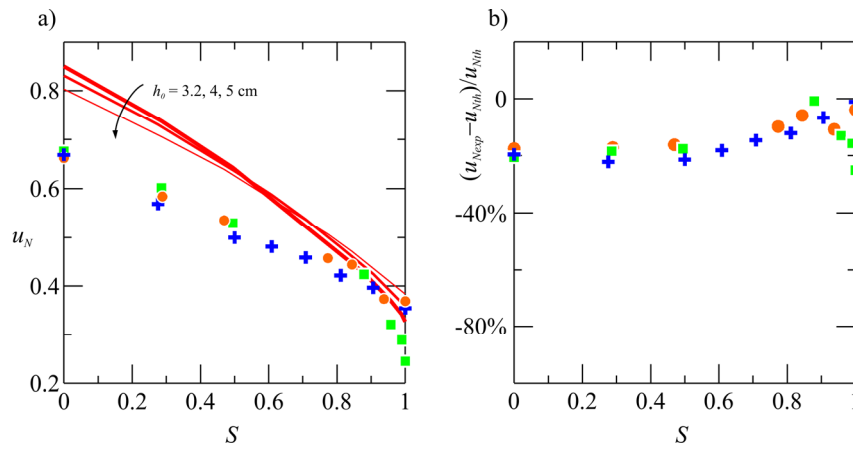


Figure 3. Experimental and theoretical values of non-dimensional u_N for lock release experiments for circular cross-section channel. (a) shows the values for $h_0=3.2$ cm (thick line for theory, squares for experiments), $h_0=4.0$ cm (mid thickness line for theory, crosses for experiments), and $h_0=5.0$ cm (thin line for theory and circles for experiments). Panel (b) shows the relative error.

Fig.3(a-b) shows the front speed of the current and the relative discrepancy theory-experiments for the three sets of experiments with lock release in the circular cross-section channel. The density of the current and the height of the ambient fluid are again equal to 1100 kg/m^3 and 9.5 cm , respectively. The three sets differ for the height of the intruding current in the lock, equal to 3.2, 4.0 and 5.0 cm, respectively. A coherent trend is observed with minimal differences for the three values of h_0 . As for the constant influx experiments, the error decreases for increasing S . However for $S \rightarrow 1$ a fast drop of agreement is evident for $h_0 = 3.2 \text{ cm}$. The general agreement is better than for the experiments with constant influx, with a maximum discrepancy smaller than 20%.

REFERENCES

- Benjamin, T. B. Gravity currents and related phenomena, *Journal of Fluid Mechanics*, 1968, 31, 209-248.
- Hill, D.F. General density gradients in general domains: the “two-tank” method revisited, *Experiments in Fluids*, 2002, 32, 434-440.
- Huppert, H.E., & Simpson, J.E. The slumping of gravity currents, *Journal of Fluid Mechanics*, 1980, 99, 785-799.
- Longo, S., Ungarish, M., Di Federico, V., Chiapponi, L., Addona, F. Gravity currents produced by constant and time varying inflow in a circular cross-section channel: experiments and theory. *Advances in Water Resources*, 2016, 90, 10-23.
- Shringarpure, M., Lee, H., Ungarish, M., Balachandar, S. Front conditions of high-re gravity currents produced by constant and time-dependent inflow: An analytical and numerical study, *European Journal of Mechanics - B/Fluids*, 2013, 41, 109-122.
- Ungarish, M. On gravity currents in a linearly stratified ambient: a generalization of Benjamin’s steady-state propagation results, *Journal of Fluid Mechanics*, 2006, 548, 49-68.
- Ungarish, M. *An Introduction to Gravity Currents and Intrusion*, ed. Chapman & Hall, CRC press, 2009.
- Ungarish M. A general solution of Benjamin-type gravity current in a channel of non-rectangular cross-section. *Environ Fluid Mech*, 2012, 12(3):251-263
- Ungarish, M. Two-layer shallow-water dam-break solutions for gravity currents in non-rectangular cross-area channels, *Journal of Fluid Mechanics*, 2013, 732, 537-570.

LA “VOIDAGE FUNCTION” NEI FLUSSI GRANULARI IMMERSI AD ELEVATE CONCENTRAZIONI E GOVERNATI DALLA GRAVITÀ

Aronne Armanini ¹, Elena Nucci ¹ & Michele Larcher ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Università degli Studi di Trento.

PUNTI CHIAVE

- La forza di interazione fra la fase liquida e la fase solida di un fluido granulare immerso è caratterizzata dal contributo del galleggiamento e da un contributo dovuta alla forza di trascinamento, da qui in poi forza di drag.
- La forza di drag in un fluido granulare immerso ad elevate concentrazioni dipende dalla concentrazione della fase solida.
- Si introduce quindi una funzione della concentrazione detta “voidage function” per modificare l’espressione della forza di drag di una singola particella tenendo conto degli effetti dell’agglomerato di particelle.

1 INTRODUZIONE

La meccanica dei fluidi granulari è ben descritta attraverso l’approccio bifasico. Infatti, si identificano due fasi: la fase liquida, o fluido interstiziale, e la fase solida composta dal fluido granulare. In particolare nel caso di interesse per questo lavoro la fase liquida è acqua mentre il fluido granulare è composto da particelle sferiche con uguale diametro e più pesanti dell’acqua. Non essendoci scambio di massa fra le due fasi, il sistema di equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto (equazioni di Cauchy) si può scrivere separatamente per ogni fase (Truesdell, 1984):

$$\begin{cases} \frac{\partial \rho_m}{\partial t} + \frac{\partial \rho_m u_i^m}{\partial x_i} = 0 \\ \frac{\partial \rho_m u_i^m}{\partial t} + \frac{\partial \rho_m u_i^m u_i^m}{\partial x_i} = \rho_m g_i^m + \frac{\partial T_{ij}^m}{\partial x_j} + F_i^m \end{cases} \quad (1)$$

dove $m=f,g$ e rappresenta: f la fase liquida mentre g la fase granulare; ρ_m è la densità e in particolare è pari a: $\rho_f=(1-c) \rho_w$ per la fase liquida, dove c rappresenta la concentrazione della fase solida e ρ_w la densità del fluido interstiziale, e $\rho_g = c \rho_s$ per la fase granulare, con ρ_s la densità della particella; u_i^m rappresenta le componenti della velocità delle due fasi; F_i^m rappresenta le componenti della forza di interazione per unità di volume delle due fasi; T_{ij}^m rappresenta le componenti del tensore degli sforzi delle due fasi; g_i^m rappresenta le componenti della forza di massa per unità di volume che agisce su ogni fase. Poiché il flusso è governato dalla forza di gravità, la forza di massa coincide con l’accelerazione di gravità: $g_i^f = g_i^g = g \partial z / \partial x_i$.

Per risolvere il sistema di equazioni (1) servono le equazioni di chiusura per gli sforzi della fase liquida, per gli sforzi della fase granulare e per la forza di interazione fra le fasi:

- la fase liquida è acqua che segue la nota legge di Newton;
- la reologia dei fluidi granulari è basata sulla tipologia di contatti tra le particelle. Da qui in poi si parlerà di regime collisionale per indicare la regione del campo di moto dove i contatti tra le particelle sono perlopiù istantanei e binari, mentre quando i contatti diventano prolungati e coinvolgono più particelle nello stesso istante si parla di regime frizionale.
- La forza di interazione tra le due fasi è caratterizzata da un contributo dovuto alla forza di galleggiamento delle particelle solide immerse e da un contributo dovuto alla forza di trascinamento dell’acqua sulle particelle.

2 LA REOLOGIA DELLA FASE GRANULARE

Il primo approccio teorico alla descrizione della reologia dei fluidi granulari risale a Bagnold (1954), il quale, nella formulazione della *Teoria della pressione dispersiva*, applicata a particelle sferiche in un fluido newtoniano e in assenza di gravità, assume che gli urti tra le particelle mediati nel tempo concorrono a formare una pressione dispersiva nel campo di moto, che dipende sostanzialmente dalla distanza media relativa tra i grani e dal tasso di deformazione, mentre assume uno schema coulombiano per esprimere gli sforzi tangenziali. Nonostante il pregio della semplicità, la teoria di Bagnold mostra dei limiti concettuali rilevanti soprattutto nell'assumere costante la concentrazione. Questi limiti sono superati dalle teorie cinetiche formulate da Jenkins e Savage (1983) e successivamente precisate da numerosi lavori tra cui Jenkins e Richmann (1985) e Lun e Savage (1986). In quest'approccio si sfrutta l'analogia tra i gas ideali e i fluidi granulari, in cui il concetto di temperatura è sostituito dal concetto di temperatura granulare definita come un terzo della media dei quadrati delle fluttuazioni della velocità della fase granulare.

Le teorie cinetiche descrivono bene il regime collisionale del fluido granulare ma non sono in grado di cogliere i comportamenti tipici del regime frizionale e della fascia di transizione tra i due regimi. Nella letteratura riguardante il regime frizionale, caratterizzata da un recente notevole sviluppo, esistono alcuni tentativi per descrivere la reologia di questo regime.

Nello studio del comportamento dei fluidi granulari si è notato che i moti gravitativi di fluidi granulari immersi in acqua sono caratterizzati da una zona prossima alla superficie libera del campo di moto governata dal regime collisionale e una zona governata dal regime frizionale che termina al confine con il fondo erodibile in equilibrio (Armanini *et al.*, 2005). Inoltre, evidenze sperimentali (Armanini *et al.*, 2009) mostrano che i due regimi non sono stratificati, come in genere viene assunto in letteratura, ma coesistono all'interno del campo di moto con un meccanismo di intermittenza nello spazio e nel tempo.

Recentemente è stato proposto un modello (Armanini *et al.*, 2014) che utilizza le teorie cinetiche per descrivere il regime collisionale mentre per il regime frizionale utilizza una relazione ottenuta a partire dall'analisi delle forze coinvolte: in particolare, gli sforzi del regime frizionale devono dipendere dal tasso di deformazione, come nella teoria della pressione dispersiva, e dalla pressione granulare. L'analisi dimensionale porta all'individuazione del parametro, Is , numero di Savage, come parametro responsabile del regime frizionale. L'applicazione di questo modello al moto uniforme su fondo mobile composto dallo stesso materiale solido è in grado di riprodurre con un buon livello di accuratezza i dati sperimentali (Armanini *et al.*, 2014).

3 LA FORZA DI INTERAZIONE TRA LE FASI

Per il principio di reciprocità, la forza d'interazione della fase liquida sulla fase solida è uguale in modulo e opposta in verso alla forza di interazione che la fase solida esercita sulla fase liquida. Inoltre la forza di interazione è caratterizzata da due contributi, come evidenziato nell'eq. (2):

$$F_i^f = -F_i^g = c \left(\frac{\partial p^f}{\partial x_i} - \frac{\partial \tau_{ij}^f}{\partial x_j} \right) - D_i \quad (2)$$

In particolare i primi due termini dell'eq. (2) rappresentano il deficit di pressione e di sforzo tangenziale della fase liquida dovuto alla presenza delle particelle solide (forza di galleggiamento). L'ultimo termine D_i dipende dalla differenza delle velocità delle due fasi e rappresenta il drag esercitato dalla fase liquida sulla fase solida. Secondo la formulazione proposta da Meruane *et al.* (2010) la forza di drag per un fluido granulare sommerso si scrive come (eq. 3):

$$D_i = \frac{3}{4} C_D \frac{\rho_w}{d} |u_i^f - u_i^g| (u_i^f - u_i^g) f(c) \quad (3)$$

dove C_D rappresenta il coefficiente di drag, funzione del numero di Reynolds e della concentrazione attraverso un'opportuna funzione della concentrazione $f(c)$ detta *voidage function*.

La voidage function viene introdotta per modificare la relazione della forza di drag che una singola particella subisce quando è immersa in acqua in movimento e tiene conto dell'effetto della concentrazione

delle particelle solide. In letteratura si riporta la relazione proposta da *di Felice* (1995) (eq. 4) derivata dall'interpolazione di numerose misure sul moto fluidizzato di particelle solide diluite ($c < 0.3$) in acqua:

$$fc = (1 - c)^{1 - m} \quad (4)$$

con $m = 3.6 \div 3.7$, a seconda che il regime della fase liquida sia turbolento o laminare.

Osservazioni preliminari suggeriscono che la relazione proposta da *di Felice* (1995) non riproduca la forza di drag ad elevate concentrazioni, i.e. quando la concentrazione tende al suo valore di massimo impaccamento. Per tali valori di concentrazione ($c \rightarrow c^*$) si può immaginare che il moto della fase liquida sia assimilabile a un moto di filtrazione. In questa condizione si può derivare una relazione teorica per la *voidage function*. Con semplici passaggi si ottiene la relazione eq. (5):

$$fc = 10 \frac{c}{1 - c} \quad (5)$$

Si propone quindi di combinare l'espressione di *di Felice* (1995) e l'espressione teorica derivata per la condizione asintotica del moto di filtrazione e in regime laminare della fase liquida (eq. (5)), attraverso una funzione peso della concentrazione, come riportato nell'eq. (6):

$$fc = \frac{1}{(1 - c)^n} \left(\frac{c^* - c}{c^*} \right) + 10 \frac{c}{1 - c} \left(1 - \frac{c^* - c}{c^*} \right) \quad (6)$$

In cui n è un parametro.

4 ANALISI DI LABORATORIO E RISULTATI PRELIMINARI

Nel Laboratorio di Idraulica del Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica dell'Università degli studi di Trento si è installato un dispositivo consistente in un condotto verticale, all'interno del quale sono inserite delle particelle solide, tenute in uno stato fluidizzato da un flusso di acqua dal basso verso l'alto. Si ottiene in questo modo un regime mediamente stazionario, che permette di studiare le interazioni acqua-solido in particolare analizzando le correlazioni tra le fluttuazioni e il valore del drag misurato dagli esperimenti in modo da validare l'espressione teorica formulata.

In figura 1 si riporta il confronto tra la *voidage function* calcolata a partire dai dati sperimentali (in blu), la *voidage function* secondo la relazione proposta da *di Felice* (1995) eq. (4) (in verde), e la relazione proposta, i.e. eq. (6) con $n = 10$ (in rosso).

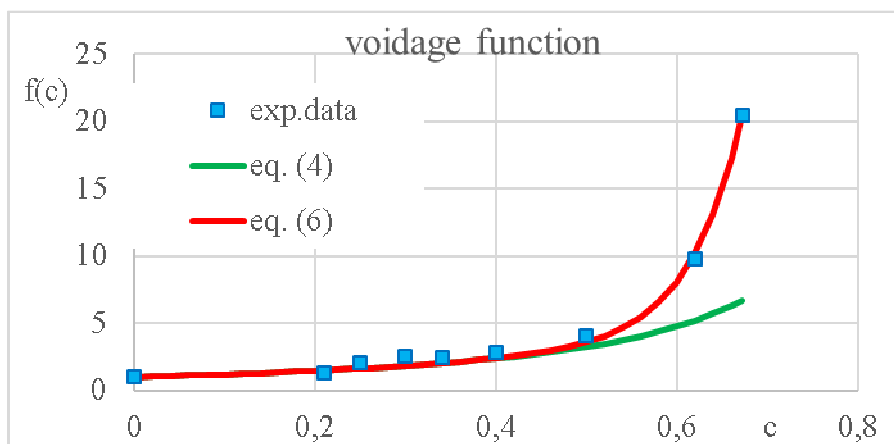


Figure 1: dai dati sperimentali (in blu), la *voidage function* secondo la relazione proposta da *di Felice* (1995) eq. (4) (in verde), e la relazione proposta, i.e. eq. (6) con $n = 10$ (in rosso).

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia la Fondazione Cassa di Risparmio di Trento e Rovereto, finanziatrice del progetto di ricerca “Studi della reologia dei fluidi granulari immersi, governati dalla gravità, a diverse diluizioni” grazie al quale si è potuta sviluppare la teoria presentata.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Armanini A., Larcher M., Nucci E., Dumbser M. (2014). Submerged granular channel flows driven by gravity, *Advances in Water Resources*, 64, 1-10.
- Armanini, A., Larcher, M., Fraccarollo, L., (2009). Intermittency of rheological regimes in uniform liquid-granular flows. *Physical Review E*, 79, 051306.
- Armanini A., Capart H, Fraccarollo L, Larcher M. Rheological stratification in experimental free-surface of granular-liquid mixture. *J. Fluid Mech.* 2005; 532, 269–319.
- Bagnold R.A. Experiment on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear. *Proc R Soc Lond Ser A* 1954; 225, 49–63.
- Di Felice (1995). Hydrodynamics of liquid fluidization, *Chemical Engineering Science*, 50, 1213-1245.
- Jenkins J.T., Richman M.W. Kinetic theory for plane flows of a dense gas of identical, rough, inelastic, circular disks. *Phys. Fluids* 1985, 28, 3485–94.
- Jenkins J.T. & Savage S.B. A theory for rapid flow of identical, smooth, nearly elastic, spherical particles. *J. Fluid Mech.* 1983, 130, 186–202.
- Lun C.K.K. & Savage S.B. The effects of an impact dependent coefficient of restitution on stresses developed by sheared granular material. *Acta Mec* 1986;63:15–44.
- Meruane, C., Tamburrino, A. & Roche, O. 2010. On the role of the ambient fluid on gravitational granular flow dynamics. *Journal of Fluid Mechanics*, 648, 381-404.
- Truesdell C. 1984, *Rational thermodynamics*. Springer-Verlag.

SIMULAZIONE NUMERICA LATTICE BOLTZMANN BIDIMENSIONALE DI UN GETTO GALLEGGIANTE IMMESSO IN UNA CORRENTE

Michele La Rocca¹, Andrea Montessori¹, Pietro Prestininzi¹, Giancarlo Chiaia², Daniela Malcangio², Michele Mossa²,

(1) Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi Roma Tre.; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica, Politecnico di Bari

ASPETTI CHIAVE

- Viene presentata la simulazione numerica bidimensionale di un getto galleggiante immerso in una corrente trasversale, basata sul metodo Lattice Boltzmann.
- Viene illustrato sinteticamente il modello Lattice Boltzmann equivalente alla equazione di Navier-Stokes con approssimazione di Boussinesque per l'interazione tra il getto e il fluido ambiente.
- I risultati ottenuti mostrano un accordo dal punto di vista qualitativo, finché gli effetti tridimensionali non assumono rilevanza.

1 INTRODUZIONE

La popolarità e la diffusione del Metodo del Lattice Boltzmann (LBM) crescono con continuità sin dal momento della sua introduzione nell'ambito della Fluidodinamica Computazionale. Rassegne esaurienti dello stato dell'arte e delle molteplici applicazioni del LBM si possono trovare in *Succi (2001)* e in *Aidun & Clausen (2010)*. La ragione della rapida diffusione del LBM risiede nell'intrinseca semplicità ed estrema versatilità dell'algoritmo. Quest'ultimo è infatti lineare e locale e mantiene la medesima struttura al variare del tipo di flusso considerato. In estrema sintesi il LBM descrive l'evoluzione del flusso in termini di un insieme discreto di Funzioni Densità di Probabilità (PDF), ciascuna delle quali fornisce la probabilità che una particella fluida si trovi, ad un dato istante, in una data posizione con una data velocità. L'evoluzione temporale delle PDF è governata dall'equazione discreta di Boltzmann. Le quantità macroscopiche (densità e velocità) vengono ottenute come momenti statistici di ordine zero e del primo ordine delle PDF. Il LBM è equivalente all'equazione di Navier-Stokes per valori del numero di Mach tali che: $Ma \ll 1$ (*Chen & Doolen, 1998*). In altre parole, la differenza tra le quantità macroscopiche calcolate con il LBM e quelle che si otterrebbero risolvendo l'equazione di Navier-Stokes è trascurabile per valori del numero di Mach tali che: $Ma \ll 1$. La limitazione sul numero di Mach è stata recentemente rimossa, grazie all'adozione di insiemi discreti di PDF opportunamente definiti (*Sun & Hsu, 2003*).

Il LBM è stato applicato con successo anche alla simulazione del trasporto-diffusione di contaminanti (*Shan, 1997*). Un caso interessante di trasporto-diffusione di contaminante è rappresentato da un getto liquido denso, immerso in una corrente liquida più leggera, diretta perpendicolarmente all'asse del getto. Tale configurazione presenta ricadute applicative connesse al rilascio di portate di acque reflue salmastre provenienti da impianti di desalinizzazione e di produzione di energia da osmosi (*Lai & Lee, 2014*).

Il problema è stato esaminato dal punto di vista sperimentale (*Papanicolaou et al., 2008; Lai & Lee, 2014*) e numerico (*Wang et al., 2011; Decrop et al., 2015; Craske & van Reeuwijk, 2015*). L'approccio LBM è stato utilizzato nel caso in cui il getto e la corrente abbiano la medesima densità (*Lei et al., 2015*).

Nel presente si considera un getto realizzato con acqua salmastra immerso in ambiente d'acqua dolce. La differenza di densità tra il fluido ambiente (ρ_0) e il getto (ρ_j) è piccola: ($\rho_0/\rho_j \approx 1$), pertanto può essere adottata l'approssimazione di Boussinesque, secondo cui le variazioni di densità intervengono nel bilancio della quantità di moto esclusivamente tramite il termine della forza di gravità. Negli altri termini del bilancio della quantità di moto, la densità si mantiene costante. Il modello si completa con l'equazione di trasporto-diffusione della concentrazione di sali disciolta nel getto. Il modello di Boussinesque è dunque riformulato nell'ambito del LBM e risolto numericamente, riproducendo configurazioni sperimentali realizzate nel Laboratorio di Ingegneria Costiera (LIC) del DICATECh del Politecnico di Bari. I risultati numerici e sperimentali mostrano una discreta concordanza, almeno a livello qualitativo.

2 IL MODELLO LBM

Il Lattice è costituito da un numero discreto di velocità \mathbf{c}_i , definite in ogni punto $\mathbf{P} \equiv (x, y)$ appartenente al dominio fluido e considerate ammissibili per la particella fluida. Nel caso bidimensionale è consuetudine utilizzare un Lattice a nove velocità (Succi, 2001). L'equazione discreta di Boltzmann che governa l'evoluzione della PDF $f_i(x, y, t)$ relativa alla particella che si muove con la i^{ma} velocità è la:

$$\frac{\partial f_i}{\partial t} + \mathbf{c}_i \cdot \nabla f_i = \frac{f_i^{eq} - f_i}{\tau^*} + \frac{\mathbf{F}^{ext} \cdot \mathbf{c}_i}{N_c c_0^2} \quad (i = 0, 1, \dots, 8) \quad (1)$$

τ^* è il tempo di rilassamento dimensionale, f_i^{eq} è la PDF di equilibrio associata alla i^{ma} direzione del lattice. \mathbf{F}^{ext} è il vettore delle forze esterne, N_c è una costante intera, che, per il lattice bidimensionale a nove velocità, è pari a 6. Infine c_0 è il modulo della velocità della particella fluida \mathbf{c}_i , identico per tutte le direzioni del lattice. Si ha dunque un set di equazioni che possono essere discretizzate e risolte con opportuno algoritmo numerico per determinare il corrispondente set di PDF $f_i(x, y, t)$. La scelta consueta (Succi, 2001) consiste nella rappresentazione lagrangiana della derivata a primo membro della (1):

$$f_i(x + c_{xi}\Delta t, y + c_{yi}\Delta t, t + \Delta t) = f_i(x, y, t) + \frac{f_i^{eq} - f_i}{\tau^*/\Delta t} + \frac{\mathbf{F}^{ext} \cdot \mathbf{c}_i}{N_c c_0^2} \Delta t \quad (i = 0, 1, \dots, 8) \quad (2)$$

Detto Δs lo spostamento della particella fluida, c_0 è definito tramite la: $c_0 = \Delta s / \Delta t$. Il rapporto $\tau^*/\Delta t$ è definito tempo di rilassamento adimensionale o, semplicemente, tempo di rilassamento. c_{xi} , c_{yi} sono le componenti cartesiane del vettore \mathbf{c}_i ($i=0, 1, \dots, 8$). Infine il vettore delle forze esterne è definito dalla:

$$\mathbf{F}^{ext} = -\rho_0 g \left(1 + \frac{\rho_s - \rho_0}{\rho_0} C \right) \mathbf{j} \quad (3)$$

ρ_s e C ($C=C(x, y, t)$) sono rispettivamente la densità e la concentrazione del sale disciolto nel getto, \mathbf{j} il versore dell'asse verticale, orientato verso l'alto. Infine si devono definire le PDF all'equilibrio f_i^{eq} ($i=0, 1, \dots, 8$). Si assume di solito (Succi, 2001) una espansione in serie della distribuzione di equilibrio di Maxwell-Boltzmann per ciascuna direzione del lattice:

$$f_i^{eq} = \rho_0 w_i \left(1 + 3 \frac{\mathbf{c}_i \cdot \mathbf{u}}{c_0^2} + 9 \frac{(\mathbf{c}_i \cdot \mathbf{u})^2}{c_0^4} - 3 \frac{\mathbf{u} \cdot \mathbf{u}}{2c_0^2} \right) \quad (4)$$

I pesi w_i dipendono dalla direzione. Si ha: $w_0=4/9$, $w_1= w_2= w_3= w_4=1/9$, $w_5= w_6= w_7= w_8=1/36$. L'algoritmo (2), unitamente alla definizione (3) delle forze esterne e alla definizione (4) delle PDF di equilibrio, permette di ottenere le PDF $f_i(x, y, t)$ ($i=0, 1, \dots, 8$) in ogni punto della discretizzazione e in ogni istante. Le grandezze macroscopiche vengono poi ottenute tramite le:

$$\rho_0 = \sum_{i=0,8} f_i, \quad \rho_0 \mathbf{u} = \sum_{i=0,8} f_i \mathbf{c}_i \quad (5)$$

Tali grandezze convergono a quelle che si otterrebbero risolvendo l'equazione di Navier-Stokes con l'approssimazione di Boussinesque al tendere del numero di Mach a zero. In pratica per numeri di Mach piccoli ($Ma \ll 1$) la differenza tra i valori (5) e quelli ottenuti risolvendo l'equazione di Navier-Stokes è trascurabile. E' importante osservare che l'equivalenza suddetta è valida attribuendo all'equazione di Navier-Stokes la viscosità cinematica caratteristica (Succi, 2001):

$$\nu^* = \frac{1}{3} c_0^2 \Delta t \left(\tau - \frac{1}{2} \right) \quad (6)$$

Il LBM si estende anche alla modellazione equivalente dell'equazione di trasporto-diffusione della

concentrazione C . Praticamente si utilizza il medesimo algoritmo (2), senza il vettore forza esterna:

$$\chi_i(x + c_{xi}\Delta t, y + c_{yi}\Delta t, t + \Delta t) = \chi_i(x, y, t) + \frac{\chi_i^{eq} - \chi_i}{\tau_c^*/\Delta t} \quad (i = 0, 1, \dots, 8) \quad (7)$$

La definizione delle PDF all'equilibrio χ_i^{eq} coincide con la (4), in cui al posto della densità di riferimento compare la concentrazione locale ed istantanea C . Quest'ultima viene ottenuta tramite la:

$$C = \sum_{i=0,8} \chi_i \quad (8)$$

La concentrazione C così ottenuta è equivalente a quella che si ottiene risolvendo l'equazione del trasporto diffusione, con una diffusività caratteristica definita dalla:

$$\kappa^* = \frac{1}{3} c_0^2 \Delta t \left(\tau_c^* - \frac{1}{2} \right) \quad (9)$$

3 APPARATO SPERIMENTALE

Lo studio sperimentale trattato nel presente lavoro è stato condotto presso il Laboratorio di Ingegneria Costiera (LIC) del DICATECh del Politecnico di Bari. Esso è costituito essenzialmente da un circuito idraulico di acqua a temperatura ambiente raccolta in un serbatoio in vetroresina circolare fissato sul pavimento, che rappresenta la vasca di alimentazione del getto di densità. In tale serbatoio avviene il mescolamento dell'acqua con quantitativi fissati di sale da cucina (NaCl), per mezzo di aria insufflata in quattro punti diametralmente opposti e sfalsati in altezza. Mediante una pompa della potenza di 1/2 Hp, equipaggiata con un manometro, una chiave di intercettazione a monte ed una valvola di regolazione manuale a valle, l'acqua così salata nel serbatoio sopraindicato viene immessa nel canale principale, fuoriuscendo da un orifizio metallico di sezione circolare con diametro terminale $D = 5$ mm e $D = 10$ mm rispettivamente per le due configurazioni considerate, in condizioni turbolente, garantite da un elevato numero di Reynolds ($Re > 2000$). L'orifizio è posizionato a 10 mm dal fondo, nella sezione assialsimmetrica di un canale rettangolare lungo 15 m, largo 4 m, con una profondità utile di 0.4 m, con pareti in vetro e struttura portante in acciaio, attraversato da un flusso di acqua a temperatura ambiente. Il sistema idraulico a circuito chiuso del canale prevede il pompaggio di acqua raccolta in un ampio serbatoio metallico a valle del canale stesso con una elettropompa centrifuga Flygt installata su una condotta di mandata di diametro 200 mm. La condotta di mandata adduce la portata dal serbatoio di valle al serbatoio di monte del canale, dove il livello dell'acqua è mantenuto costante mediante l'utilizzo di uno sfioratore laterale. L'acqua sfiorata e, dunque, non immessa in canale è riportata nel serbatoio di valle, mediante una condotta di scarico di troppo pieno con un diametro di 250 mm. La portata in canale è valutata attraverso la differenza delle portate misurate con flussometri elettromagnetici sulle condotte di mandata e di scarico, rispettivamente. Attraverso l'uso delle paratoie di monte e di valle del canale il tirante idrico in esso è stato tenuto costante durante entrambe le prove condotte nell'ambito del presente studio, rispettivamente pari a 28 cm e 40 cm, mentre la velocità della corrente è stata mantenuta costantemente pari a circa 0.4 m/s. Due computer di processo con relativi software di controllo sono in grado di gestire le principali grandezze del modello fisico brevemente descritto in precedenza, nonché di controllare tutte le strumentazioni connesse con il canale ed il sistema di generazione dei getti di densità, in modo da ottenere e mantenere costanti le configurazioni fissate.

4 RISULTATI

Il getto denso penetra nella corrente leggera, si mescola con essa, raggiunge il punto di massima elevazione Z_{max} , ricade sul fondo e inizia a propagarsi come una corrente di gravità. Si prendono in considerazione due quantità di rilevante importanza (Gungor & Roberts, 2009): la massima elevazione Z_{max} e la diluizione S del getto, ossia il rapporto della portata del getto Q nel punto considerato alla portata

del getto Q_j in ingresso. In tabella 1 vengono riportate le quantità Z_{max} , S_t , S_i rilevate sperimentalmente e predette tramite le formule empiriche di Lai & Lee (2014) e Gungor & Roberts (2009).

Caso	Quantità	Sperimentale	Numerica	Lai & Lee (2014)	Gungor & Roberts (2009)
1	Z_{max} (m)	0.25	0.21	0.23	0.36
1	S_t	20	20	39	39
1	S_i	-	-	97	97
2	Z_{max} (m)	0.11	0.10	0.10	0.15
2	S_t	6	5	6	6
2	S_i	11	10	16	16

Tabella 1. Grandezze caratterizzanti il getto.

In figura 1 si mostra un'immagine delle linee di livello della concentrazione di sale in una fase avanzata del fenomeno, relativamente al secondo test sperimentale riprodotto in laboratorio.

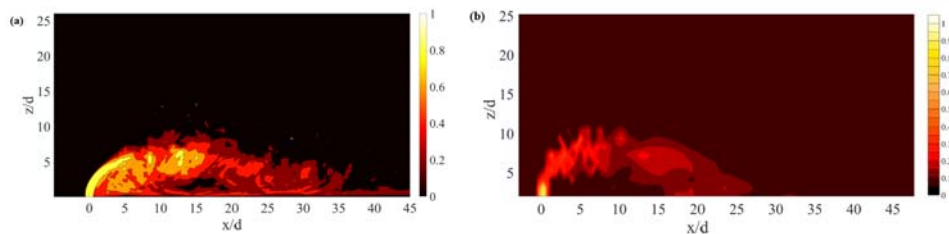


Figura 1. Linee di livello della concentrazione. Caso 2 (a) numerico, (b) sperimentale.

L'accordo, da un punto di vista qualitativo, è buono. Si ritiene pertanto che la formulazione LBM equivalente all'equazione di Navier-Stokes con approssimazione di Boussinesque possa essere applicata allo studio dei getti densi. Il presente lavoro è stato finanziato nell'ambito del progetto di rilevante interesse nazionale PRIN 2010-2011 – Energia idroelettrica da osmosi in ambiente costiero, Responsabile nazionale Prof. Tullio Tucciarelli.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Aidun, C. K. & J. R. Clausen (2010). Lattice-Boltzmann method for complex flows. *Annual review of fluid mechanics* 42, 439–472.
- Chen, S. & G. D. Doolen (1998). Lattice Boltzmann method for fluid flows. *Annual review of fluid mechanics* 30(1), 329–364.
- Craske, J. & M. van Reeuwijk (2015). Energy dispersion in turbulent jets. part 1. direct simulation of steady and unsteady jets. *Journal of Fluid Mechanics* 763, 500–537.
- Craske, J. & M. van Reeuwijk (2015). Energy dispersion in turbulent jets. part 1. direct simulation of steady and unsteady jets. *Journal of Fluid Mechanics* 763, 500–537.
- Decrop, B., T. De Mulder, E. Toorman, & M. Sas (2015). Large eddy simulations of turbidity plumes in crossflow. *European Journal of Mechanics-B/Fluids* 53, 68–84.
- Gungor, E. & P. J. W. Roberts (2009). Experimental studies on vertical dense jets in a flowing current. *Journal of Hydraulic Engineering* 135(11), 935–948.
- Lai, C. C. K. & J. H. W. Lee (2014). Initial mixing of inclined dense jet in perpendicular crossflow. *Environmental Fluid Mechanics* 14(1), 25–49.
- Lei, J., X. Wang, & G. Xie (2015). High performance computation of a jet in crossflow by lattice Boltzmann based parallel direct numerical simulation. *Mathematical Problems in Engineering* 2015.
- Papanicolaou, P. N., I. G. Papakonstantis, & G. C. Christodoulou (2008). On the entrainment coefficient in negatively buoyant jets. *Journal of Fluid Mechanics* 614, 447–470.
- Shan, X. (1997). Simulation of Rayleigh-Benard convection using a lattice Boltzmann method. *Physical Review E* 55(3), 2780.
- Succi, S. (2001). *The lattice Boltzmann equation: for fluid dynamics and beyond*. Oxford: Oxford university press.
- Sun, C. & A. T. Hsu (2003). Three-dimensional lattice Boltzmann model for compressible flows. *Physical review E* 68(1), 016303.
- Wang, R. Q., A. W. K. Law, & E. E. Adams (2011). Pinch-off and formation number of negatively buoyant jets. *Physics of Fluids (1994-present)* 23(5), 052101.

A SOLID BOUNDARY TREATMENT IN SPH FOR THIN HYDRAULIC STRUCTURES

Domenico Davide Meringolo¹, Francesco Aristodemo² & Paolo Veltri¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, via P. Bucci 1, 87036 Arcavacata di Rende (CS); (2) Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi eCampus, via Isimbardi 10, 22060 Novedrate (CO)

KEY POINTS

- Multi-node fixed ghost particles are proposed to simulate thin solid boundaries interacting with a water mass
- This treatment is introduced with the aim of overcoming disadvantages in terms of CPU time for heavy SPH simulations in which the choice of the initial resolution is driven by the presences of thin bodies
- Using a 2D diffusive weakly-compressible SPH solver, the proposed modeling is applied for a test case dealing with a green wave overtopping a fixed deck

1 INTRODUCTION

The enforcing of solid boundary condition is a crucial topic for several Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) applications. Over the years many different approaches have been presented, which have therefore resulted in a lack of a universal technique. A widely adopted approach to deal with solid contours is the ghost particles technique (Colagrossi & Landrini, 2003). In the ghost particles framework, the fluid particles approaching the solid boundary are mirrored in respect to the body profile, in a layer with size equal to the adopted kernel radius. Marrone *et al.* (2011) proposed an enhanced version of this method, introducing fixed ghost particles which are fixed in the frame of reference of the body and the values attributed to these particles are calculated at their interpolation nodes located inside the fluid domain. This treatment is extended to model solid boundaries in which the thickness is small and the fluid ambient surrounds the contour from more than one side, as in the case of objects in water. Specifically, the numerical simulation of a thin structure leads to choose a small initial spatial resolution for the considered problem, resulting in an increase of the computational cost. This situation often occurs in the numerical reproduction of experiments in which physical models of structures are often made by slender elements. Here, *multi-node fixed ghost particles* are introduced to overcome this drawback. The single fixed ghost particle is characterized by more interpolation nodes located in the fluid mass, resulting in an array of specific quantities associated to them, instead of a unique value. The proposed solid boundary treatment is applied to study the flow field generated by a green water overtopping a fixed horizontal deck.

2 SPH SCHEME

The governing equations of the flow evolution for the adopted SPH model read as (Antuono *et al.*, 2010):

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D\rho_i}{Dt} = -\rho_i \sum_j (\mathbf{u}_j - \mathbf{u}_i) \cdot \nabla_i W_{ij} V_j + \delta h c_0 D_i \\ \frac{D\mathbf{u}_i}{Dt} = -\frac{1}{\rho_i} \sum_j (p_j + p_i) \nabla_i W_{ij} V_j + \mathbf{g}_i + \alpha h c_0 \frac{\rho_0}{\rho_i} \sum_j \pi_{ij} \nabla_i W_{ij} V_j \\ \frac{D\mathbf{r}_i}{Dt} = \mathbf{u}_i + \varepsilon_x \sum_j (\mathbf{u}_j - \mathbf{u}_i) W_{ij} V_j, \quad p_i = c_0^2 (\rho_i - \rho_0) \end{array} \right. \quad (1)$$

where $\mathbf{r}_{ji} = -\mathbf{r}_{ij} = \mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i$, \mathbf{g}_i is the mass force acting on the fluid, the symbols ρ_i , p_i , \mathbf{u}_i and V_i denote the i -th particle density, pressure, velocity and volume, and ρ_0 and c_0 are the initial density and sound speed, respectively. The term π_{ij} represents the viscous contribution in the momentum equation. In system (1) a Gaussian kernel, W_{ij} , is used in the simulations, adopting $h/\Delta x = 4/3$ in which h is smoothing length and Δx is the spatial resolution. The diffusive term D_i represents a filtering of the high-frequency acoustic noise in the pressure solution. Owing to the suitable smoothing effect in the presence of strong impacts, the diffusive contribution developed by Molteni & Colagrossi (2009) will be adopted. As regards the involved SPH

parameters, α controls the artificial viscosity in the momentum equation, ϵ_X refers to the correction of the position of particles and δ is related to the magnitude of the diffusive term in the continuity equation. Concerning the integration scheme, a 4th-order Runge-Kutta with frozen diffusive approach is adopted.

3 MULTI-NODE FIXED GHOST PARTICLES

In the fixed ghost particles framework (Marrone *et al.*, 2011), the ghost particles are fixed in the frame of reference of the solid and are created only once at the beginning of the simulation with a regular distribution. The fixed ghost particles cover a body region with size equal to the width of the kernel support radius. In this way, as particles of the fluid domain approach the solid boundary, they will always find neighboring interacting particles and the accuracy related to kernel truncation is not compromised. For a support kernel with a radius equal to $3h$ this would result in a layer formed by four lines of fixed ghost particles, equispaced with the initial resolution Δx . The field values associated to the fixed ghost particles are evaluated through a MLS interpolation performed in correspondence to the interpolation node. For a problem in which the fluid mass is present at both sides of a solid boundary, to correctly enforce boundary conditions, four lines of fixed ghost particles interacting with fluid particles in the left side and four lines of fixed ghost particles interacting with fluid particles in the right side are necessary. This approach results in a layer consisting of eight lines of fixed ghost particles (case of kernel $3h$). This situation does not represent any difficulty if the width of the solid body is big enough, but problems may arise if the structure is thin. Since the adopted initial spatial resolution can be often driven by the presence of thin solid elements, a high resolution is necessary even if it leads to disadvantages in terms of the computational time of the simulation. To overcome the problem, the CPU time can be reduced through the use of MPI-OpenMP models or GPU or, alternatively, by a variable resolution. The mentioned solutions could result in efforts in the implementation of the SPH code.

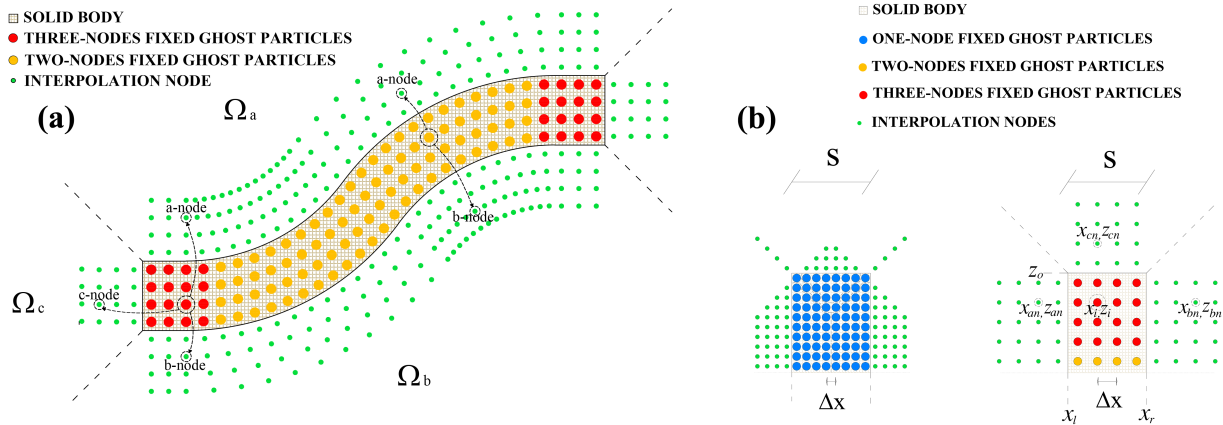


Figure 1. (a) Sketch of multi-node fixed ghost particles with interpolation nodes for a solid body; (b) Differences between classical fixed ghost particles approach (left sketch) and multi-node approach (right sketch) in modeling a solid boundary (the value of Δx represents the minimum resolution necessary to model the body characterized by a width s).

A different solution can be obtained if, at every fixed ghost particle representing a thin structure, more interpolation nodes are associated resulting in a multi-node fixed ghost particle approach. Thus the fluid domain is divided into sub-areas Ω_k and an interpolation node for the reference solid particle is associated to every sub-area. Consequently, the fixed ghost particles present an array of values interpolated at different sub-areas for the same physical quantity. When a fluid particle located in a region Ω_k interacts with a multi-node fixed ghost particle, the last assumes the field values interpolated in the reference area Ω_k through the k -th node. In Fig. 1a a general case of the use of the multi-node approach is sketched, where the limits between the sub-regions are represented by dashed lines. For a correct modeling, the solid particles located away from the ends of the slender structure are characterized by only two nodes since the interaction with fluid particles occurs only from two sides, while the solid particles located on the ends, being surrounded by the fluid mass, are characterized by three interpolation nodes, with a resulting subdivision into three regions. In Fig. 1b the differences in modeling a solid object with fixed ghost particles and multi-node fixed ghost particles are illustrated. With reference to the example in the right sketch in Fig. 1b, the coordinates of the k -th node (x_{kn}, z_{kn}) of the fixed ghost particles with coordinates (x_i, z_i) are determined as follows:

$$\begin{cases} a_{node} : x_{an} = x_l - (x_i - x_l), & z_{an} = z_i \\ b_{node} : x_{bn} = x_r + (x_r - x_l), & z_{bn} = z_i \\ c_{node} : x_{cn} = x_i, & z_{cn} = z_0 + (z_0 - z_i) \end{cases} \quad (2)$$

It is possible to observe that the interpolation nodes of the solid particles located on the bisectors of the edges of the body are mirrored along the projection of the bisectors in the fluid domain using the classical fixed ghost particles framework (see left sketch in Fig. 1b). The transition between sub-areas occurs along the projection of the bisectors characterized by different interpolation nodes. For 2D problems, the number of total particles required by the proposed multi-node technique is, in the case of a thin object driving the resolution, about $(1/2)^2 = 1/4$ the number of total particles requested by the use of the fixed ghost particles, resulting in a reduction of the computational time of about 80 %.

4 SPH SIMULATIONS

The test case refers to a horizontal deck placed above SWL and subjected to water waves. As sketched in Fig. 2, the computation domain is characterized by a length of the wave flume $L_c = 9$ m, a water depth $d = 0.65$ m and a distance between wave paddle and leading edge of the deck $x_d = 2$ m. the length of the horizontal deck is $L_d = 0.61$ m and its height is $H_d = 0.0115$ m, while the distance of its upper part from the SWL is $h_d = 0.0525$ m. The deck is modeled by a combination of single and multi-node fixed ghost particles with corresponding interpolation nodes. The left wall of the channel is modeled by moving fixed ghost particles to simulate a piston-type wavemaker. Second-order Stokes waves are generated by imposing an amplitude of the stroke equal to $S_0/2 = 0.25$ m and a wave period $T = 2$ s to the wavemaker. The adopted spatial resolution for the multi-node fixed particles is driven by the small height of the plate, so that $\Delta x = H_d/4 = 0.00287$ m. The simulation of 10 s takes a CPU time of about 9 h using a single 3.4 GHz Intel® i7-3770 core with 8 GB RAM. Conversely, the use of classical fixed ghost particles requires a resolution equal to $\Delta x = H_d/8 = 0.00143$ m, resulting in a total CPU time equal to 44 h with the same computational strategies and machine. In order to test the solid boundary technique, the numerical results deduced from the present SPH model are successfully compared with another SPH-based model (Gómez-Gesteira *et al.*, 2005) which used a less refined spatial resolution $\Delta x = 0.025$ m and different numerical strategies.

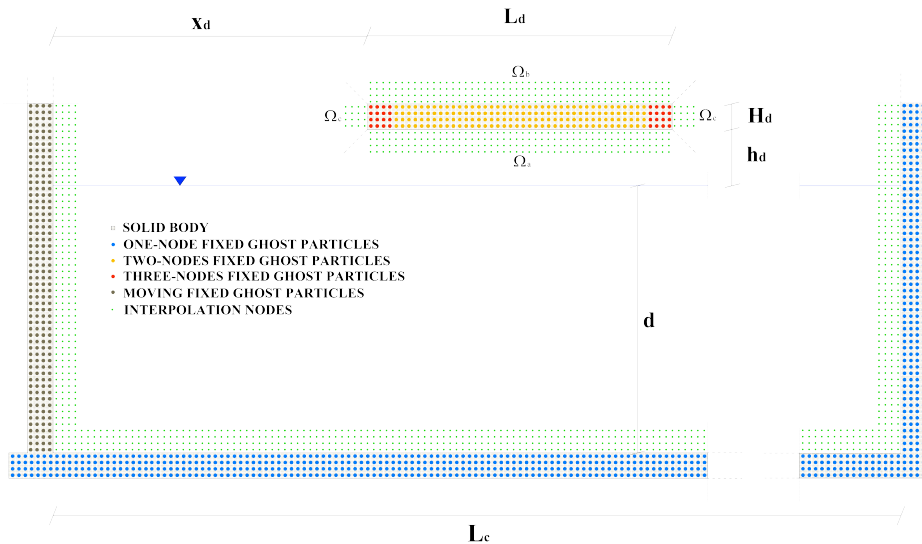


Figure 2. Sketch of solid boundary conditions modeled by a combination of single-node and multi-node fixed ghost particles and corresponding interpolation nodes for the case of the horizontal deck.

With reference to five significant time instants of the wave impact at the deck, Fig. 3 shows the particle positions (left panel) and the associated horizontal velocity field and streamlines (right panel) simulated through the proposed SPH model. In the first selected time instant ($t = 3.15$ s), the incoming wave reaches about the front face of the deck and a portion of the flow arrives at about the half of the lower zone of the

deck. The largest velocities appear at the crest and, due to the presence of the deck, in its lower zone. For $t = 3.27$ s, the wave crest overcomes the upper part of the deck with an increase in its steepness while the flow under the deck reaches its rear part where relevant velocities appear. For $t = 3.39$ s, the wave over the deck arrives at the rear of the deck while beyond it and a breaking wave process induced under the deck is noticed. A forward shift of the above mentioned physical processes are highlighted in the successive time window ($t = 3.45$ s) in which the water completely surrounds the involved horizontal structure. The formation of a vertical jet as a result of the interaction between the flows propagating upper and lower deck is evident at the successive considered time $t = 3.53$ s.

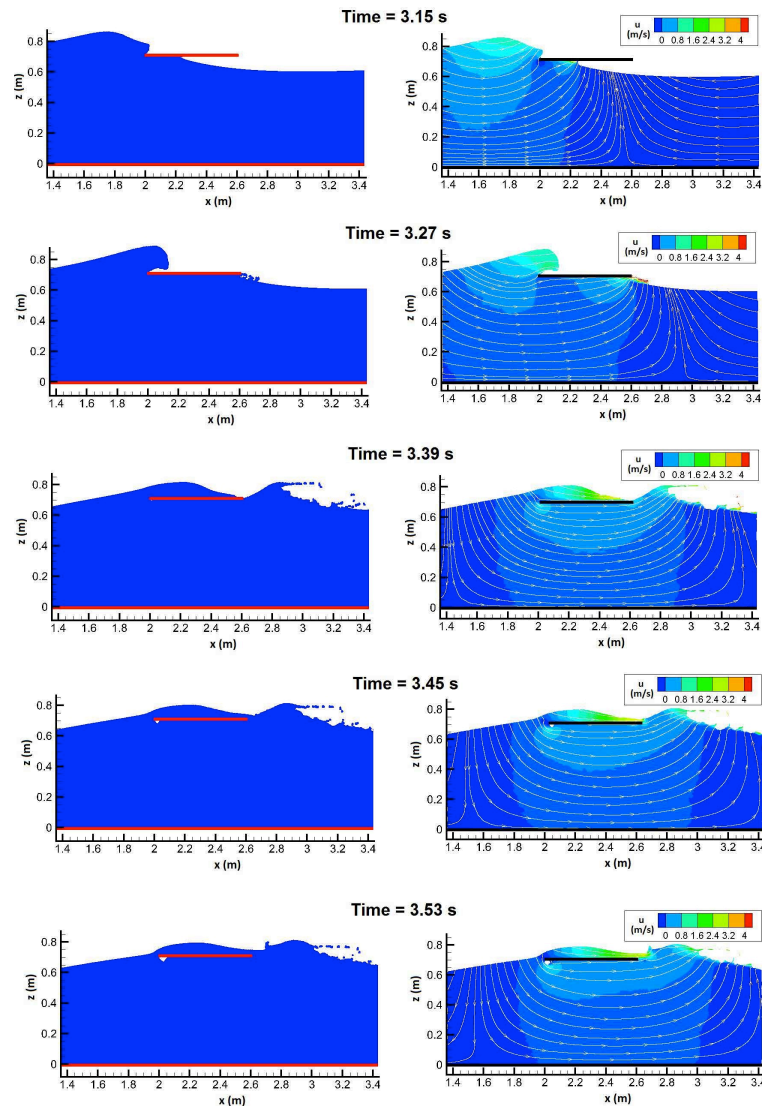


Figure 3. Particle positions (left panel) and associate horizontal velocity field and streamlines (right panel) simulated through the present SPH model at $t = 3.15$ s, 3.27 s, 3.39 s, 3.45 s and 3.53 s.

REFERENCES

- Antuono, M., Colagrossi, A., Marrone, S. & Molteni, D. Free-surface flows solved by means of SPH schemes with numerical diffusive terms, *Comput. Phys. Commun.*, 181, 532-549, 2010.
- Colagrossi, A. & Landrini, M. Numerical simulation of interfacial flows by smoothed particle hydrodynamics, *J. Comput. Phys.*, 191, 448-475, 2003.
- Gómez-Gesteira, M., Cerqueiro, D., Crespo, C. & Dalrymple, R.A. Green water overtopping analyzed with a SPH model, *Ocean Eng.*, 32, 223-238, 2005.
- Marrone, S., Antuono, M., Colagrossi, A., Colicchio, G., Le Touzé, D. & Graziani, G. δ -SPH model for simulating violent impact flows, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, 200, 1526-1542, 2011.
- Molteni, D. & Colagrossi, A. A simple procedure to improve the pressure evaluation in hydrodynamic context using the SPH, *Comput. Phys. Commun.*, 180, 861-872, 2009.

ANALISI NUMERICA DELL'IMPATTO DI CORRENTI LIQUIDE SU SUPERFICI PIANE

Giacomo Viccione¹, Vittorio Bovolín¹ & Eugenio Pugliese Carratelli²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno, via Giovanni Paolo II, 132, 84084, Fisciano (Sa); (2) Consorzio inter-Universitario per la previsione e la prevenzione dei Grandi Rischi, via Giovanni Paolo II, 132, 84084, Fisciano (Sa)

ASPETTI CHIAVE

- L'impatto di correnti liquide su superfici inclinate è qui investigato numericamente.
- L'analisi è condotta con un codice numerico su base Lagrangiana basato sulla tecnica SPH e mediante il software Flow3D® basato sulla tecnica VOF.
- L'andamento dei picchi di pressione è dedotto in funzione della velocità di impatto della corrente liquida e dell'angolo di inclinazione del paramento piano.

1 PREMESSA

Lo studio dell'interazione di correnti liquide e strutture è di grande interesse dal punto di vista pratico e sotto il profilo scientifico. Tra le diverse applicazioni, la propagazione ed impatto di fronti ripidi su opere costiere è stato probabilmente studiato con maggior dettaglio su base teorica, numerica e sperimentale. Per quel che concerne il secondo aspetto, da alcuni decenni a questa parte sono stati applicati allo scopo approcci numerici su base Lagrangiana, e.g. *Viccione et al.* (2011), Euleriana, e.g. *Dentale et al.* (2014), o mista, e.g. *Souli et al.* (2000). Tra i Lagrangiani emerge la tecnica "Smoothed Particle Hydrodynamics" (SPH) (*Monaghan*, 2005) per la sua capacità di trattare fronti ripidi anche su geometrie complesse.

Obiettivo della presente memoria è l'analisi dell'interazione di un'onda ripida con una superficie piana inclinata mediante un modello risolutore basato su uno schema SPH debolmente comprimibile (Weakly Compressible Smoothed Particle Hydrodynamics, WCSPH) ed il software Flow3D. I risultati consistenti nella distribuzione della pressione al paramento e dei corrispondenti picchi sono quindi comparati, mostrando nel complesso un buon accordo.

2 IL MODELLO WCSPH

La tecnica SPH (e la sua variante WCSPH) è basata su funzioni interpolanti in grado di riprodurre il delta di Dirac. Per una panoramica dell'attuale stato dell'arte e relative applicazioni si vedano a titolo di esempio *Gómez-Gesteira et al.* (2010) e *Violeau* (2012). La tecnica prevede la discretizzazione del dominio liquido in particelle le cui proprietà sono dedotte interpolando su un intorno sferico locale tramite una funzione di nucleo W (Fig. 1). Nonostante il suo concepimento è occorso ormai 4 decenni fa (*Gingold & Monaghan*, 1977) solo a partire da metà degli anni '90 è stata applicata in contesto fluidodinamico (*Monaghan*, 1994).

In questo studio, le equazioni di conservazione della massa e del momento lineare:

$$-\frac{1}{\rho} \frac{D\rho}{Dt} = \nabla \cdot \underline{v}, \quad \rho \frac{D\underline{v}}{Dt} = -\nabla p + \mu \nabla^2 \underline{v} + \underline{f} \quad (1)$$

sono discretizzate seguendo (*Pugliese Carratelli et al.*, 2016), pervenendo al seguente schema numerico:

$$\frac{D \log(v_i)}{Dt} = \sum_{j=1}^{N_i} (\underline{v}_i - \underline{v}_j) \cdot \nabla_i W_{ij} \cdot d\Omega_j + \lambda s c_0 \sum_{j=1}^{N_i} \psi_{ij} \cdot \nabla_i W_{ij} \cdot d\Omega_j \quad (2)$$

$$\frac{D\underline{v}_i}{Dt} = - \sum_{j=1}^{N_i} \left(\frac{p_i}{\rho_i} + \frac{p_j}{\rho_j} + 19.6v \left(\frac{\underline{v}_{ij} \cdot \underline{r}_{ij}}{r_{ab}^2 + \epsilon S_{ij}} \right) \right) \nabla_i W_{ij} d\Omega_j + \underline{f}_i$$

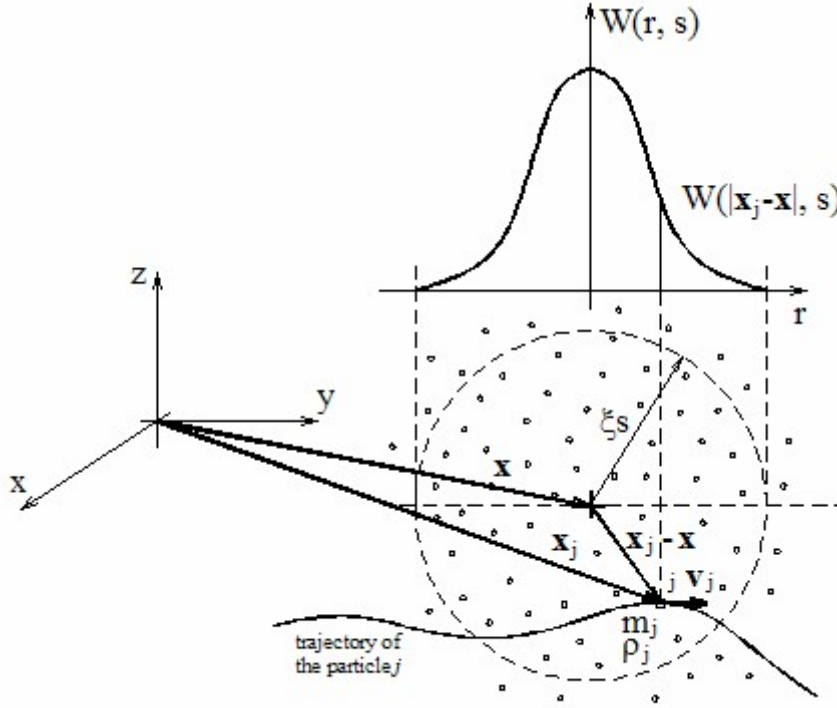


Figura 1. Definizione delle proprietà puntuali tramite interpolazione su intorno circolare (2D) o sferico (3D). E' mostrata la generica particella vicina j di massa m_j , densità ρ_j e velocità v_j all'istante t lungo la sua traiettoria.

in cui i denota la generica particella in movimento, j (Figura 1) si riferisce ad una delle sue N_i confinanti, v_i è il volume specifico ovvero l'inverso della densità $1/\rho_i$, definito come

$$\frac{D \log(v_i)}{Dt} = -\frac{1}{\rho_i} \frac{D \rho_i}{Dt} = \nabla \cdot \underline{v}_i \quad (3)$$

p è la pressione, \underline{v} il vettore velocità, \underline{f} è la forza esterna coincidente con l'accelerazione di gravità, W è la funzione di nucleo definite su un supporto finite di raggio $r = \xi s$, $s = 1.3d_0$ è la lunghezza di influenza proporzionale alla distanza tra le particelle nella configurazione iniziale $d_0 = 0.005m$, $\nu = 10^{-6} m^2/s$ è la viscosità cinematica del liquido (assunto pari all'acqua) a $20^\circ C$, $c_0 = 1400m/s$ è la celerità di riferimento di propagazione delle perturbazioni. Le equazioni (2)-(3) accoppiate con l'equazione di stato

$$p_i = \frac{c_0^2 \rho_0}{\gamma} \left[\left(\frac{\rho_i}{\rho_0} \right)^\gamma - 1 \right] \quad (4)$$

con $\gamma=7$, sono risolte con un predictor-corrector del secondo ordine.

3 IL SOLUTORE FLOW3D

Flow3D® (Flow3D User Manual, 2009) è un software ai volumi finiti (VOF) adatto alla simulazione del moto di liquidi in due o tre dimensioni dello spazio. Le equazioni governanti (1) sono risolte con l'ipotesi di campo acustico, per cui il legame tra variazione di pressione e densità è legato dalla condizione $c^2 = \partial p / \partial \rho$. L'ipotesi è verificata poiché le variazioni di densità restano modeste.

4 SET UP NUMERICO

Una corrente liquida di forma inizialmente rettangolare di lunghezza $L=4\text{m}$, velocità ed altezza v_0 e h_0 , si trova a breve distanza da una superficie piana. L'angolo α di inclinazione della superficie di impatto è considerato compreso tra $+45^\circ$ e -45° . Diciannove configurazioni sono prese in considerazione, corrispondenti dunque ad una variazione d'angolo pari a 5° (Fig. 2, pannello a). La griglia di calcolo in Flow3D è stata fissata con un numero di celle dell'ordine di 10^4 mentre il dominio fluido è discretizzato con la tecnica SPH con una distanza iniziale tra particelle $d_0 = 0.005\text{m}$ (Fig. 2, pannello b).

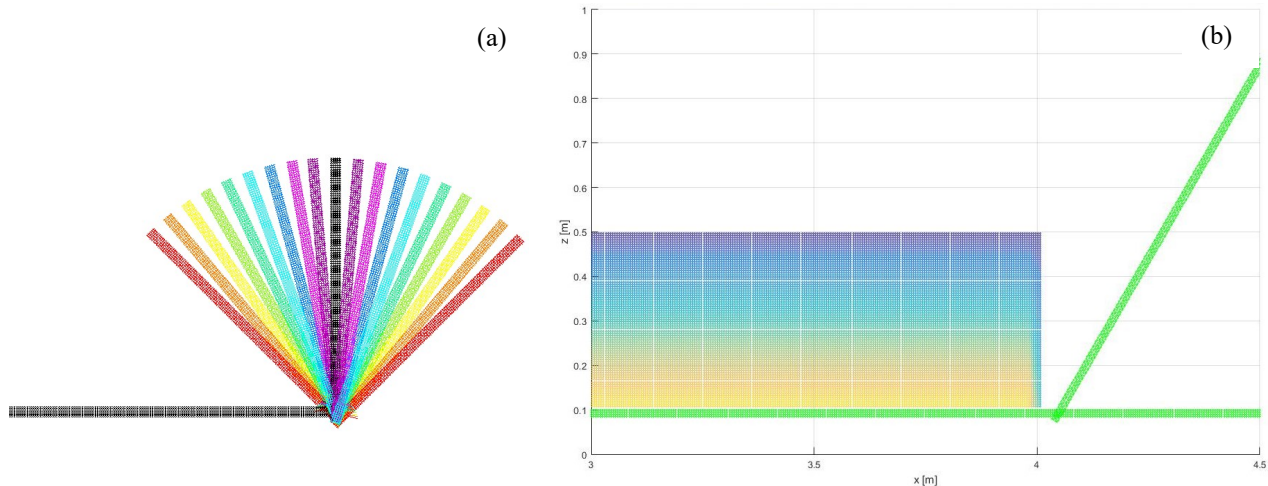


Figura 2. (a) La superficie inclinata ha un angolo compreso tra $+45^\circ$ e -45° per un totale di 19 configurazioni considerate. (b) Il dominio di calcolo previsto alla base delle simulazioni con la tecnica WSPH.

5 RISULTATI

L'analisi è qui condotta per velocità di impatto pari a $v_0=2\text{m/s}$, 4m/s e 6m/s . Per brevità di esposizione è riportato nella seguente Figura 3 il caso dell'impatto con parametri $\alpha=+45^\circ$ e $v_0=2\text{m/s}$.

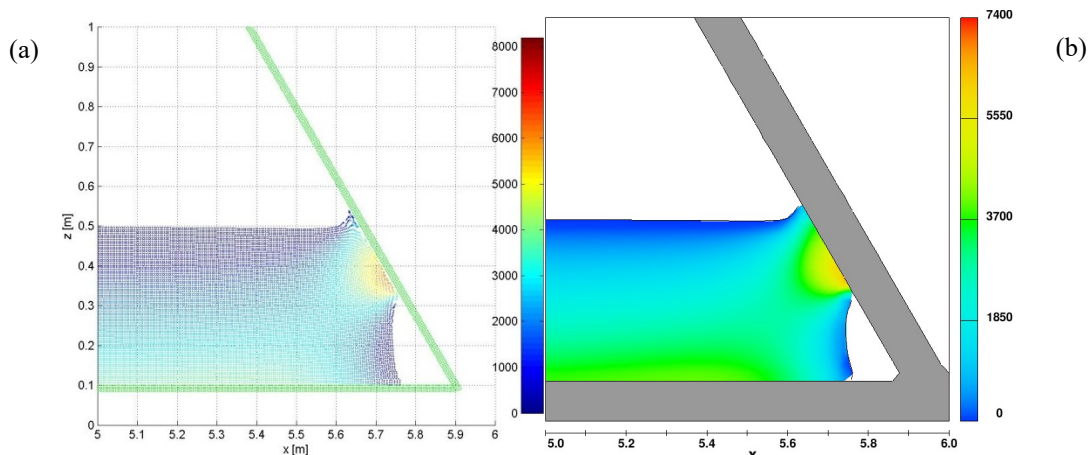


Figura 3. Impatto simulato con il codice WSPH (a) e con il software Flow3D (b). L'istante mostrato corrisponde a 0.035s dal momento di contatto con la superficie inclinata. I picchi di pressione si attestano intorno a 8kPa .

Come è possibile constatare dalla seguente Tabella 1, le pressioni di picco ottenute con i due approcci sono in buon accordo per ciascuna coppia di simulazioni condotte.

$v_0=2\text{m/s}$	+45°	+40°	+35°	+30°	+25°	+20°	+15°	+10°	+5°	0°
SPH	8145	9057	9528	10279	10175	10879	12076	13249	11905	14212
Flow3D	7482	7635	8386	9714	10988	10460	11303	13007	13628	12200
$v_0=2\text{m/s}$	-5°	-10°	-15°	-20°	-25°	-30°	-35°	-40°	-45°	
SPH	14020	13527	15167	14506	15177	16419	16813	17812	18746	
Flow3D	14304	14223	16504	15446	18062	15860	17802	19455	19012	
$v_0=4\text{m/s}$	+45°	+40°	+35°	+30°	+25°	+20°	+15°	+10°	+5°	0°
SPH	34127	36623	36874	37934	41188	44703	42685	47103	51634	57794
Flow3D	35092	38570	43283	40688	42289	45736	52629	58442	63862	63974
$v_0=4\text{m/s}$	-5°	-10°	-15°	-20°	-25°	-30°	-35°	-40°	-45°	
SPH	49490	61920	57162	60870	60410	63688	67250	72083	71240	
Flow3D	59970	68335	71138	74727	73549	72211	88151	81375	86762	
$v_0=6\text{m/s}$	+45°	+40°	+35°	+30°	+25°	+20°	+15°	+10°	+5°	0°
SPH	116461	135041	129161	135434	152353	159675	151696	159429	170968	191092
Flow3D	82098	92074	101800	97465	114190	111149	121455	145804	149615	156696
$v_0=6\text{m/s}$	-5°	-10°	-15°	-20°	-25°	-30°	-35°	-40°	-45°	
SPH	165619	177112	200596	182267	204412	216512	222823	242878	231928	
Flow3D	158871	177986	171353	186598	191367	209781	199594	227296	214957	

Tabella 1. Massimi di pressione al paramento in funzione di v_0 ed α .

6 CONCLUSIONI

L'interazione tra una massa liquida ed una superficie inclinata è stata qui investigata mediante due approcci numerici distinti su base rispettivamente Lagrangiana ed Euleriana. I profili delle onde di pressione ed i picchi di pressione osservati sono in buon accordo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Dentale, F., Donnarumma, G. & Pugliese Carratelli E. Numerical wave interaction with tetrapods breakwater, International journal of naval architecture and ocean engineering, 2014, 6, 1-13.
- Flow Sciences Inc. Flow-3D User Manual, release 9.4, Santa Fe, NM, USA, 2009.
- Gingold, R.A. & Monaghan, J.J. Smoothed Particle Hydrodynamics: Theory and Application to Nonspherical Stars, Mon. Not. R. Astr. Soc., 1977, 181, 375–389.
- Gómez-Gesteira, M. , Rogers, B.D., Dalrymple, R.A. & Crespo A.J.C. State-of-the-art of classical SPH for free-surface flows, J. Hydraul. Res., 2010, 48 Extra Issue, 6–27.
- Monaghan, J.J. Smoothed Particle Hydrodynamics, Reports on Progress in Physics, 2005, 68(8), 1703–1759.
- Monaghan, J.J. Simulating Free Surface Flows with SPH, J. Comput. Phys., 1994, 110, 399–406.
- Pugliese Carratelli, E., Viccione, G. & Bovolin V. Free surface flow impact on a vertical wall: a numerical assessment, Theoretical and Computational Fluid Dynamics, in press, 2016.
- Souli, M., Ouahsine, A. & Lewin, L. ALE formulation for fluid–structure interaction problems, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2000, 190(5–7), 659–675.
- Viccione, G., Pugliese Carratelli, E. & Bovolin, V. Simulating Flows with SPH: Recent Developments and Applications, Book ch. in: Intech Hydrodynamics - Optimizing Methods and Tools, 69-84, 2011.
- Violeau D., Fluid Mechanics and the SPH Method: Theory and Applications, Oxford University Press, 2012.

ALCUNI SCHEMI PATH-CONSERVATIVI PER L'INTEGRAZIONE DELLE ACQUE BASSE SU FONDO MOBILE

Francesco Carraro¹, Valerio Caleffi¹ & Alessandro Valiani¹

(1) ENDIF - Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Ferrara, via Saragat 1, 44122, Ferrara.

ASPETTI CHIAVE

- Schemi $P_N P_M$ -ADER per le equazioni delle acque basse accoppiate all'equazione di Exner
- Implementazione analitica e approssimata del solutore di Riemann di tipo Dumbser-Osher-Toro
- Efficienza numerica delle formulazioni analitiche e approssimate rispetto all'utilizzo di strumenti iterativi

1 PREMESSA

Le equazioni che governano il problema morfodinamico in ambiente fluviale, in molte applicazioni ingegneristiche, possono essere ricondotte a quelle delle onde lunghe in acque basse associate all'equazione del bilancio dei sedimenti di Exner. Per modelli 1D, trascurando gli effetti dell'attrito al fondo e del trasporto di sedimenti in sospensione, il sistema iperbolico quasi lineare che si ottiene può essere scritto come segue:

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \mathcal{A}(W) \frac{\partial W}{\partial x} = 0 \quad \text{con:} \quad W = \begin{bmatrix} y \\ q \\ z \end{bmatrix}; \quad \mathcal{A}(W) = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ c^2 - u^2 & 2u & c^2 \\ \xi \frac{\partial q_s}{\partial y} & \xi \frac{\partial q_s}{\partial q} & 0 \end{bmatrix} \quad (1)$$

in cui $y(x,t)$ è la profondità; $q(x,t)$ è la portata specifica per unità di larghezza; $z(x,t)$ è la quota del fondo; $u = q/y$ è la velocità media; $c = \sqrt{g y}$ è la celerità delle piccole perturbazioni; g l'accelerazione di gravità; $\xi = 1/(1-p)$, essendo p la porosità del fondo; $q_s = A_g \cdot u^3$ è la portata solida (in volume) descritta dalla formula di Grass (1981); A_g [s^2/m] è una costante empirica che ingloba le caratteristiche fisiche dei sedimenti di cui è composto il fondo.

Per descrivere appropriatamente gli effetti dovuti alla variabilità della quota del fondo, il sistema (1) deve essere risolto mantenendo il completo accoppiamento delle equazioni (Cordier *et al.* 2011). In tal modo, tale sistema può essere espresso solo in forma non conservativa. In accordo con Castro *et al.* (2008), per ottenere soluzioni *formalmente consistenti* è necessario che il sistema sia opportunamente integrato, ad esempio con un metodo di tipo *path-conservativo* (Parés 2006). Lo scopo di questo lavoro è quello di confrontare tre diverse implementazioni dello schema path-conservativo, prestando altresì attenzione al costo computazionale.

2 IL MODELLO NUMERICO

Per la soluzione numerica del sistema (1) è stato utilizzato uno schema di calcolo appartenente alla famiglia degli $P_N P_M$ -ADER. Questi, sviluppati da Dumbser *et al.* (2008) come estensione dell'approccio *one step* ADER di Toro *et al.* (2001), hanno la peculiarità di comprendere una categoria molto ampia di algoritmi di calcolo, spaziando dai modelli ai Volumi Finiti (quando $N = 0$ e $M \geq 0$) a quelli agli Elementi Finiti di tipo Discontinuous Galerkin ($N = M \geq 1$). La struttura della soluzione numerica rimane la stessa per tutte le combinazioni di N ed M e prevede (come nell'approccio ADER originale), che l'integrazione nel tempo si compia in un unico passo, indipendentemente dall'ordine di accuratezza dello schema, incrementando così l'efficienza computazionale. L'integrazione nel tempo si realizza utilizzando una previsione locale della soluzione all'interno della singola cella, corretta in fase di aggiornamento della soluzione globale, sulla base della soluzione dei problemi di Riemann che nascono all'interfaccia delle celle. In questo lavoro si è utilizzato $N = 0$ e $M = 2$.

Per il calcolo delle fluttuazioni D^\pm all'interfaccia delle celle, è stato implementato un solutore di Riemann di tipo Dumbser-Osher-Toro (DOT, *Dumbser & Toro* 2011), utilizzando un path di tipo lineare per l'applicazione del metodo path-conservativo sviluppato da *Parés* (2006). In questo modo, adottando l'integrazione di Gauss-Lobatto per eseguire l'integrale lungo il path, si ottiene:

$$D_{j+1/2}^\pm = \frac{1}{2} (W_{j+1/2}^+ - W_{j+1/2}^-) \cdot \sum_{i=1}^G \mathcal{A}(\Psi(s_i)) \pm |\mathcal{A}(\Psi(s_i))| \quad (2)$$

in cui $W_{j+1/2}^\pm$ sono i valori puntuali di $[y, q, z]^T$, a sinistra e a destra dell'interfaccia $j + 1/2$ della cella j -esima; G è il numero di punti di Gauss scelti per l'integrazione (nei calcoli qui presentati $G = 3$); $\Psi(s) = W_{j+1/2}^- + s(W_{j+1/2}^+ - W_{j+1/2}^-)$ è il path lineare. Per il calcolo di $|\mathcal{A}|$ si applica la notazione standard $|\mathcal{A}| = R |\Lambda| R^{-1}$, essendo R la matrice degli autovettori destri, $|\Lambda| = \text{diag}(|\lambda_1|, |\lambda_2|, |\lambda_3|)$ la matrice del valore assoluto degli autovalori di \mathcal{A} e R^{-1} l'inversa di R . Si noti che nell'equazione (2), per il calcolo delle fluttuazioni, è richiesto diverse volte il calcolo degli autovalori e autovettori della matrice Jacobiana, fattore che può diventare una possibile fonte di rallentamento del modello numerico.

Per il sistema (1), il calcolo $|\mathcal{A}|$ può avvenire in tre diversi modi: il più comune e versatile – ma anche quello più computazionalmente oneroso – consiste nel calcolare gli autovalori e autovettori numericamente; una seconda opzione è la formulazione analitica delle matrici R e Λ dovuta a *Castro Díaz et al.* (2008); infine, si presenta qui un'approssimazione originale di $|\mathcal{A}|$ attraverso un'analisi perturbativa.

Se si considera che, nella maggior parte dei corsi d'acqua di pianura, nelle condizioni più frequenti di deflusso la portata solida è molto minore della portata liquida, la portata solida stessa può essere espressa come prodotto di un parametro piccolo K per una portata solida adimensionale; adottando una legge di potenza per le resistenze al moto si ottiene:

$$q_s = K \cdot \hat{q}_s \quad \text{con:} \quad \hat{q}_s = a_s \cdot \theta^{b_s}; \quad K = \xi \sqrt{g(S_g - 1)d_m^3}; \quad \theta = \frac{u_*^2}{g(S_g - 1)d_m}; \quad u_* = \frac{u}{C_0(y/e_s)^{1/6}} \quad (3)$$

in cui a_s e b_s sono due parametri rispettivamente posti pari a 4 e $3/2$ (*Wong & Parker* 2006), S_g è il rapporto tra la densità dei sedimenti al fondo e la densità dell'acqua, d_m è il diametro medio dei grani, $C_0 = 7.66$ è una costante empirica e $e_s = 2.5 \cdot d_m$ è una misura di scabrezza equivalente per la stima della tensione al fondo. Con queste assunzioni, lo sviluppo perturbativo degli autovalori in serie di potenze di K fornisce:

$$K \ll 1 \Rightarrow \lambda_i = \lambda_i^{(0)} + K\lambda_i^{(1)} + o(K^2); \quad \text{con:} \quad \lambda_1^{(0)} = 0, \quad \lambda_2^{(0)} = u - c, \quad \lambda_3^{(0)} = u + c$$

$$\lambda_1^{(1)} = \frac{c^2}{u^2 - c^2} \frac{\partial \hat{q}_s}{\partial y}, \quad \lambda_2^{(1)} = -\frac{c}{2(u - c)} \left[\frac{\partial \hat{q}_s}{\partial y} + (u - c) \frac{\partial \hat{q}_s}{\partial q} \right], \quad \lambda_3^{(1)} = +\frac{c}{2(u + c)} \left[\frac{\partial \hat{q}_s}{\partial y} + (u + c) \frac{\partial \hat{q}_s}{\partial q} \right]. \quad (4)$$

Per il calcolo approssimato della matrice R è possibile procedere introducendo gli autovalori risultanti dalla (4) nella formulazione analitica proposta da *Castro Díaz et al.* (2008), elidendo i termini di ordine superiore al primo.

3 RISULTATI E CASI TEST

L'analisi delle tre implementazioni del solutore di Riemann è compiuta simulando alcuni casi test in cui è nota la soluzione analitica del sistema (1). Per motivi di spazio, si riportano di seguito solamente i risultati ottenuti riproducendo numericamente un crollo diga su fondo mobile – la cui soluzione analitica è originale – e simulando la soluzione gradualmente variabile proposta da *Berthon et al.* (2012).

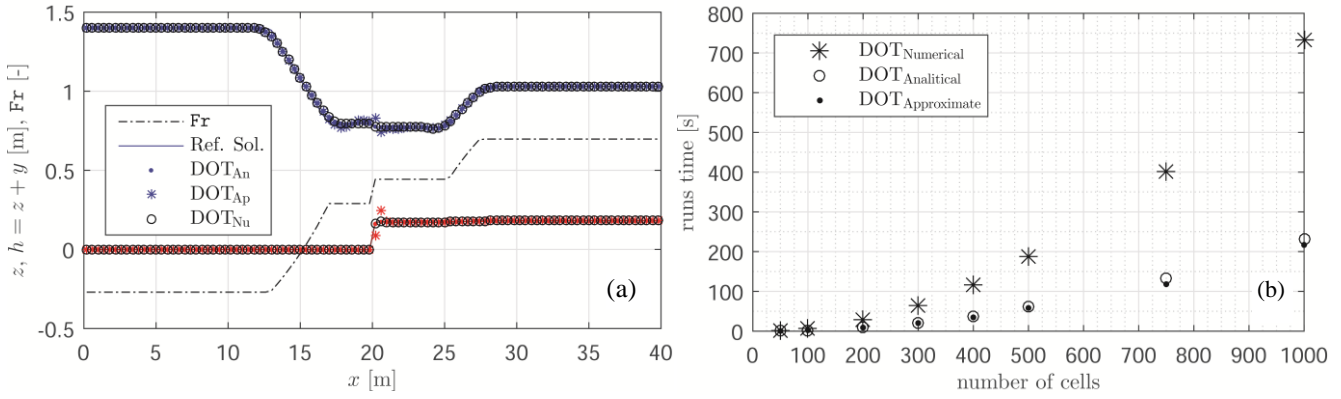


Figura 1. Nel pannello (a) è riportato (in termini di quota del fondo e della superficie libera, essendo Fr il numero di Froude della corrente) il confronto tra soluzione analitica e simulazioni numeriche di un crollo diga su fondo mobile, all'istante $t=1.5[s]$; il pannello (b) illustra i tempi di calcolo necessari a simulare il test descritto nel paragrafo 3.2 utilizzando i tre DOT implementati.

3.1 Soluzione di un crollo diga su fondo mobile

Per questa verifica del modello è stata presa in considerazione la soluzione analitica di un crollo diga su fondo mobile. I parametri utilizzati per il calcolo del trasporto solido sono:

$$A_g = 0.005 [s^2/m]; \quad \xi = 1; \quad d_m = 3.1 \cdot 10^{-4} [m]; \quad S_g = 2.6; \quad \Rightarrow \quad K = 2.3 \cdot 10^{-3} [m^3/(s \cdot m)]. \quad (5)$$

Il dominio spaziale, della lunghezza di 40 metri, è stato discretizzato utilizzando 100 celle, di dimensione costante e uniforme. Le condizioni iniziali prevedono due stati costanti a sinistra (W_L^0) e a destra (W_R^0) di una discontinuità posta al centro del dominio e – espresse in doppia precisione – risultano:

$$W_L^0 = \begin{cases} y_L = 1.4 [m] \\ q_L = -1.4 [m^3/(s \cdot m)] \\ z_L = 0.0 [m] \end{cases} \quad W_R^0 = \begin{cases} y_R = 1.0 [m] \\ q_R = 1.71141870830291 [m^3/(s \cdot m)] \\ z_R = 1.80879769244152 [m] \end{cases} \quad (6)$$

Date le condizioni iniziali (6) ed i valori dei parametri in (5), i risultati che si ottengono con i tre differenti solutori DOT sono illustrati in Figura 1a. Come si vede dal grafico, i tre metodi sono in grado di ben approssimare la soluzione analitica: solo in corrispondenza dell'onda a fronte ripido, che si sviluppa in un intorno di $x = 20 [m]$, la soluzione ottenuta con il calcolo approssimato di $|\mathcal{A}|$ presenta alcune discrepanze dalla soluzione analitica. D'altra parte, si osserva che l'utilizzo della formulazione analitica di autovalori e autovettori di \mathcal{A} produce (a meno della precisione di macchina) esattamente gli stessi risultati ottenuti calcolando $|\mathcal{A}|$ numericamente.

3.2 Soluzione gradualmente variabile e analisi del costo computazionale

Con gli stessi valori dei parametri espressi in (5) è stato indagato il funzionamento delle tre varianti del modello nella riproduzione della soluzione di riferimento proposta da Berthon *et al.* (2012). Questa soluzione analitica è costituita da un profilo di corrente in moto permanente, a portata costante, che scorre su un fondo la cui risposta è una deformazione lineare nel tempo. Nota la portata costante \bar{q} , si ottiene:

$$u(x) = \left[\frac{\alpha x + \beta}{A_g} \right]^{1/3}; \quad y(x) = \bar{q} / u(x); \quad z_b(x, 0) = -\frac{u(x)^3 + 2gq}{2gu(x)} + C; \quad z_b(x, t) = -\alpha t + z_b(x, 0) \quad (7)$$

in cui α , β e C sono delle costanti.

Questo caso test è stato scelto per studiare il costo computazionale dei tre solutori DOT implementati. In

particolare, fissati i parametri $\bar{q} = 2.0 [\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})]$, $C = 1$ e $\alpha = \beta = A_g = 0.005$, è stato misurato il tempo necessario a riprodurre numericamente la soluzione (7) al variare del numero di celle utilizzate per riprodurre il dominio spaziale $x = [0, 7]$. I risultati di questa analisi, illustrati in Figura 1b, mostrano che il calcolo numerico di $|\mathcal{A}|$ può risultare fino a tre volte più dispendioso rispetto al calcolo per via analitica, producendo esattamente gli stessi risultati; utilizzando invece l'approssimazione al primo ordine in K di tale matrice si ha un ulteriore risparmio di tempo – dell'ordine del 5-10% – rispetto alla formulazione analitica proposta da Castro Díaz *et al.* (2008), ma al crescere del trasporto solido la qualità dei risultati diminuisce considerevolmente.

4 CONCLUSIONI

Con questo lavoro viene presentato un confronto tra diversi metodi per il calcolo degli autovalori e autovettori della matrice Jacobiana del sistema (1), con lo scopo di evidenziare i vantaggi, in termini di efficienza computazionale, forniti da due formulazioni alternative all'utilizzo di metodi numerici iterativi. In particolare è stata introdotta una formulazione approssimata originale, basata su un'analisi perturbativa. I risultati prodotti dall'analisi delle tre soluzioni (qui solo riassunte), hanno messo in luce che la soluzione originale garantisce una maggiore velocità di calcolo. Tenendo conto che l'analisi perturbativa è stata condotta per basso trasporto solido, si evidenzia che l'errore introdotto dall'approssimazione suddetta tende ad aumentare al crescere della mobilità del fondo. Dalle prove effettuate è risultato che questo metodo è molto sensibile al valore del numero di Froude della corrente e risulta inutilizzabile quando Fr è prossimo al valore di 0.8; pertanto, qualora si debbano descrivere fenomeni di carattere torrentizio, è fortemente consigliato l'uso delle formule analitiche esatte proposte in Castro Díaz *et al.* (2008). L'uso di strumenti numerici per il calcolo degli autovettori e degli autovalori è invece sempre sconsigliato per il suo peso computazionale.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Berthon, C., Cordier, S., Delestre, O., & Le, M. H. (2012). An analytical solution of the shallow water system coupled to the Exner equation. *Comptes Rendus Mathématique*, 350(3-4), 183–186. doi:10.1016/j.crma.2012.01.007
- Castro Díaz, M. J., Fernández-Nieto, E. D., & Ferreiro, A. M. (2008). Sediment transport models in Shallow Water equations and numerical approach by high order finite volume methods. *Computers & Fluids*, 37(3), 299–316. doi:10.1016/j.compfluid.2007.07.017
- Castro, M. J., LeFloch, P. G., Muñoz-Ruiz, M. L., & Parés, C. (2008). Why many theories of shock waves are necessary: Convergence error in formally path-consistent schemes. *Journal of Computational Physics*, 227(17), 8107–8129. doi:10.1016/j.jcp.2008.05.012
- Cordier, S., Le, M. H., & Morales de Luna, T. (2011). Bedload transport in shallow water models: Why splitting (may) fail, how hyperbolicity (can) help. *Advances in Water Resources*, 34(8), 980–989. doi:10.1016/j.advwatres.2011.05.002
- Dumbser, M., Balsara, D. S., Toro, E. F., & Munz, C. D. (2008). A unified framework for the construction of one-step finite volume and discontinuous Galerkin schemes on unstructured meshes. *Journal of Computational Physics*, 227(18), 8209–8253. doi:10.1016/j.jcp.2008.05.025
- Dumbser, M., & Toro, E. F. (2011). A Simple Extension of the Osher Riemann Solver to Non-conservative Hyperbolic Systems. *Journal of Scientific Computing*, 48(1-3), 70–88. doi:10.1007/s10915-010-9400-3
- Grass, A. J. (1981). *Sediment transport by waves and currents*. University College, London, Dept. of Civil Engineering.
- Parés, C. (2006). Numerical methods for nonconservative hyperbolic systems: a theoretical framework. *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 44(1). doi:10.1137/050628052
- Parés, C. (2006). Numerical methods for nonconservative hyperbolic systems: a theoretical framework. *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 44(1), 300–321.
- Toro, E. F., Millington, R. C., & Nejad, L. A. M. (2001). Towards Very High Order Godunov Schemes. In E. F. Toro (Ed.), *Godunov Methods* (pp. 907–940). Boston, MA: Springer US. doi:10.1007/978-1-4615-0663-8_87
- Wong, M., & Parker, G. (2006). Reanalysis and Correction of Bed-Load Relation of Meyer-Peter and Müller Using Their Own Database. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(11), 1159–1168. doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(2006)132:11(1159)

MESCOLAMENTO IN CORRENTI DI DENSITA' SU FONDO ACCLIVE

Luisa Ottolenghi¹, Claudia Adduce¹, Roberto Inghilesi^{1,2}, Vincenzo Armenio³ & Federico Roman⁴

(1) Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi "Roma Tre", Roma, Italia; (2) Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, Roma, Italia; (3) Dipartimento di Ingegneria ed Architettura, Università di Trieste, Trieste, Italia; (4) Iefluids, Trieste, Italia.

ASPETTI CHIAVE:

- La dinamica delle correnti di densità che si propagano su un fondo acclive è influenzata dalla pendenza del fondo e la velocità di propagazione del fronte della corrente diminuisce all'aumentare dell'inclinazione.
- Il parametro di entrainment risente della presenza di un fondo acclive e si riduce all'aumentare della pendenza del fondo.
- L'inclinazione del fondo influenza i processi di mescolamento irreversibile.

1 INTRODUZIONE

Viene definita corrente di densità il moto di un fluido denso che si propaga all'interno di un fluido ambiente più leggero a causa del gradiente di densità presente tra i due fluidi. Questo tipo di correnti si osservano sia negli oceani che in atmosfera e possono essere generate sia da cause naturali che antropiche come la circolazione termoalina, le correnti di brezza o i fenomeni di dispersione degli inquinanti (Simpson, 1997).

Le correnti di densità possono essere studiate sia mediante esperimenti di laboratorio che simulazioni numeriche. La procedura sperimentale più comunemente utilizzata per generare tali correnti prende il nome di "lock-exchange" e consiste nel rilascio istantaneo di un volume di fluido denso all'interno di un fluido ambiente meno denso. Tale rilascio viene effettuato tramite la rimozione di un setto verticale impermeabile che divide una vasca in due volumi, riempiti dai fluidi a diversa densità. Una volta rimosso il setto verticale, i due fluidi interagiscono tra loro ed il fluido a densità maggiore collassa sul fondo della vasca propagandosi al di sotto del fluido ambiente e mescolandosi con esso.

Questa configurazione iniziale in cui un fluido denso riempie una porzione del dominio ed il fluido ambiente ne occupa la restante parte, nata come procedura per generare correnti di densità in laboratorio, è stata poi riprodotta numericamente per lo studio di correnti di densità tramite modelli numerici ad alta risoluzione. Simulazioni Numeriche di tipo Diretto (DNS) e di tipo Large Eddy (LES) sono state effettuate per studiare nel dettaglio la dinamica delle correnti di densità (Cantero *et al.*, 2008; Ooi *et al.*, 2009).

Durante la sua propagazione la corrente di densità ingloba fluido ambiente (tale processo viene denominato entrainment), diluendosi a causa del mescolamento ed influenzando di conseguenza la forzante che produce il flusso stesso. Inoltre, la presenza di una corrente di densità influisce sulle proprietà delle masse d'acqua circostanti, in termini di temperatura e salinità, nonché di trasporto di sedimenti e nutrienti. I fenomeni di entrainment e di mescolamento sono stati oggetto di numerosi studi. In Ellison & Turner (1959) l'entrainment è stato parametrizzato in funzione del solo numero di Froude (Fr) supercritico. Negli studi di Cenedese & Adduce (2008, 2010) è stata osservata la dipendenza del parametro di entrainment sia da Fr , che dal numero di Reynolds (Re), ed è stata proposta una nuova parametrizzazione in funzione dei due numeri adimensionali. Per la valutazione dei fenomeni di mescolamento di tipo irreversibile Winters *et al.* (1995) ha sviluppato un metodo di tipo energetico, successivamente applicato allo studio delle correnti di densità da Frago *et al.* (2013).

Nel presente studio sono state simulate, mediante un codice di tipo LES, correnti di densità che si propagano su un fondo acclive. Sono di seguito riportati gli effetti del fondo inclinato sulla dinamica della corrente. In particolare, sono presentati i risultati riguardo la velocità di propagazione del fronte della corrente, le valutazioni del parametro di entrainment ed i processi di mescolamento di tipo irreversibile valutati tramite il metodo di Winters *et al.* (1995).

2 SIMULAZIONI NUMERICHE

Sono state realizzate simulazioni numeriche di tipo LES per studiare l'evoluzione di correnti di densità di tipo lock-exchange che si propagano su un fondo acclive. Il modello numerico tridimensionale utilizzato (Armenio & Sarkar, 2002) si basa sulle equazioni di Navier-Stokes con l'approssimazione di Boussinesq, alle quali è applicato un operatore filtro. I modelli LES risolvono le strutture turbolente a grande scala e adottano dei modelli di chiusura per la modellazione delle strutture turbolente di sottogriglia. Nel presente lavoro viene utilizzato un modello di chiusura di sottogriglia lagrangiano di tipo Smagorinsky dinamico. Nelle simulazioni numeriche non vengono adottate funzioni di parete in quanto il modello LES ad alta risoluzione utilizzato riesce a risolvere adeguatamente i campi di velocità in prossimità di una parete impermeabile, dove il grigliato viene reso più fitto. Ulteriori informazioni sul modello numerico possono essere trovate in Armenio & Sarkar (2002).

Il dominio numerico riproduce una vasca di lunghezza L , altezza H e profondità $d = H$. Alla distanza $x_0 = H/2$ dalla parete sinistra della canaletta è idealmente collocata la parete removibile, a cui corrisponde una discontinuità del campo iniziale di densità: il volume collocato a $x \leq x_0$ è il volume di fluido denso, caratterizzato da una densità iniziale ρ_1 ; il volume collocato a $x > x_0$ è fluido ambiente con densità $\rho_0 < \rho_1$. Entrambi i volumi sono riempiti fino alla stessa altezza H . La differenza di densità tra i due fluidi è stata mantenuta costante in tutte le simulazioni ($\rho_0 = 1000 \text{ kg/m}^3$ e $\rho_1 = 1030 \text{ kg/m}^3$), a cui corrisponde una gravità ridotta $g_0' = g (\rho_1 - \rho_0) / \rho_0$ pari a 0.29 m/s^2 ed una velocità di buoyancy $u_b = (g_0' H)^{1/2} = 0.24 \text{ m/s}$. L'inclinazione del fondo θ è stata variata per studiare gli effetti di un fondo acclive sulla dinamica della corrente, sul parametro di entrainment e sul mescolamento. Sono state effettuate quattro simulazioni (TEST1-TEST4) in cui è stato variato l'angolo $\theta = 0^\circ, 1.4^\circ, 2.5^\circ$ e 5° .

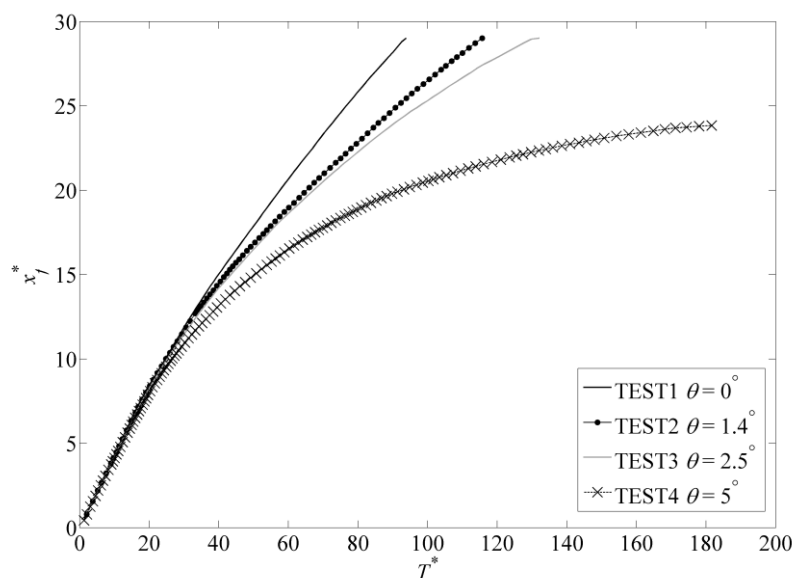


Figura 1. Posizione del fronte della corrente di densità nel tempo.

3 DISCUSSIONE DEI RISULTATI

3.1 Posizione del fronte della corrente

Durante la propagazione di una corrente di densità generata con la tecnica lock-exchange lungo un fondo orizzontale è possibile osservare il susseguirsi di diverse fasi associate a diversi regimi del flusso: una fase iniziale chiamata 'slumping phase' durante la quale la corrente si propaga a velocità costante lungo la direzione longitudinale; una seconda fase chiamata 'self-similar phase' durante la quale la velocità del fronte

della corrente rallenta seguendo un andamento teorico proporzionale a $t^{-1/3}$; un'eventuale terza fase chiamata 'viscous phase', nel caso in cui le forze viscose inizino ad influenzare il moto (Rottmann & Simpson, 1983).

Il fronte della corrente $x_f(t)$ è definito nel presente studio come la posizione del naso della corrente lungo la direzione di propagazione del flusso, ad una distanza dal fondo pari a 0.004 m. Si possono definire la posizione adimensionale del fronte come $x_f^*(t) = (x_f(t) - x_0) / x_0$ ed il tempo adimensionale $T^* = t u_b / x_0$. In Figura 1 è possibile osservare che, nella prima parte delle simulazioni, le correnti si propagano a velocità costante (caratterizzante la slumping phase) e che la presenza di un fondo acclive non influenza la dinamica della corrente. Successivamente invece le correnti rallentano (self-similar phase) e le curve riferite alle diverse simulazioni divergono, indicando che all'aumentare di θ la corrente decelera in modo più incisivo. La curva riferita a TEST4 infine, raggiunge un andamento asintotico orizzontale, indicando che la corrente si ferma prima di raggiungere il termine della vasca e le forze viscose influiscono sulla dinamica della corrente (viscous phase).

3.2 Parametro di entrainment

Il parametro di entrainment è definito nell'equazione (1) ed è il rapporto tra la velocità di entrainment W_e ed una scala delle velocità ($2 U$, con U velocità media della corrente). W_e è calcolata come portata di entrainment Q_e che attraversa la superficie S di interfaccia tra i due fluidi. Infine Q_e è calcolata considerando la variazione di volume della corrente ΔV nell'intervallo Δt fra l'istante iniziale e la fine della simulazione.

$$E = \frac{W_e}{2 \cdot U} = \frac{1}{2 \cdot U} \frac{Q_e}{S} = \frac{1}{2 \cdot U} \frac{1}{S} \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (1)$$

In Figura 2 è riportato il valore di E per tutte le simulazioni. I grafici mostrano la dipendenza di E da Fr (Figura 2a) e da Re (Figura 2b), in accordo con i risultati sperimentali di Cenedese & Adduce (2008, 2010). E' possibile notare come, all'aumentare di θ , sia Fr che Re diminuiscono ed E diminuisce di conseguenza. In Figura 2c è mostrata in maniera diretta la dipendenza di E dalla pendenza del fondo acclive $s = \tan \theta$: al crescere di s , la corrente densa riesce ad inglobare una minore quantità di fluido ambiente.

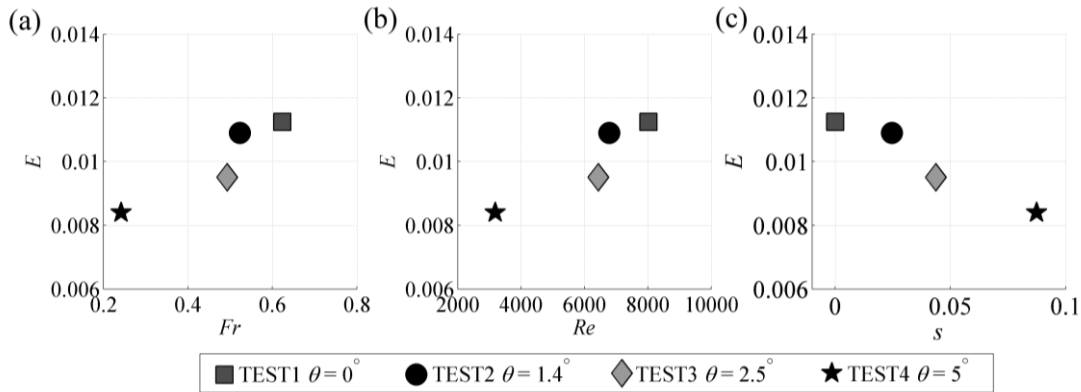


Figura 2. Dipendenza del parametro di Entrainment da: (a) Fr ; (b) Re ; (c) $s = \tan \theta$.

3.3 Mescolamento

Seguendo l'approccio di Winters et al. (1995), l'energia potenziale di background E_b è definita come

$$E_b(t) = g \int_V y \cdot \tilde{\rho}(x, y, z, t) dV \quad (2)$$

dove $\tilde{\rho}$ è il campo di densità della corrente ρ , a seguito di una ridistribuzione adiabatica delle particelle fluide in una configurazione stabilmente stratificata lungo l'orizzontale. E_b rappresenta quindi il minimo

dell'energia potenziale della corrente per ogni istante di tempo. Variazioni nel tempo di E_b indicano lo svilupparsi di processi di mescolamento di tipo irreversibile, in quanto sono associati alla variazione della pdf di ρ .

In Figura 3 è mostrata la derivata nel tempo di E_b per tutte le simulazioni. Il valore di dE_b/dt è sempre diverso da zero, quindi fenomeni di mescolamento irreversibili si verificano per tutta la durata delle simulazioni. Durante la prima parte delle simulazioni le curve differiscono poco tra loro. Dopo il passaggio dalla fase di slumping alla fase self-similar invece ($x_f^* \sim 9$), le curve si distanziano ed all'aumentare di θ , dE_b/dt diminuisce (fino quasi ad annullarsi durante la parte finale di TEST4). In accordo con i risultati sul parametro di entrainment quindi, anche i processi di mescolamento di tipo irreversibile sono influenzati dalla presenza di un fondo acclive, e tendono a diminuire all'aumentare della pendenza del fondo.

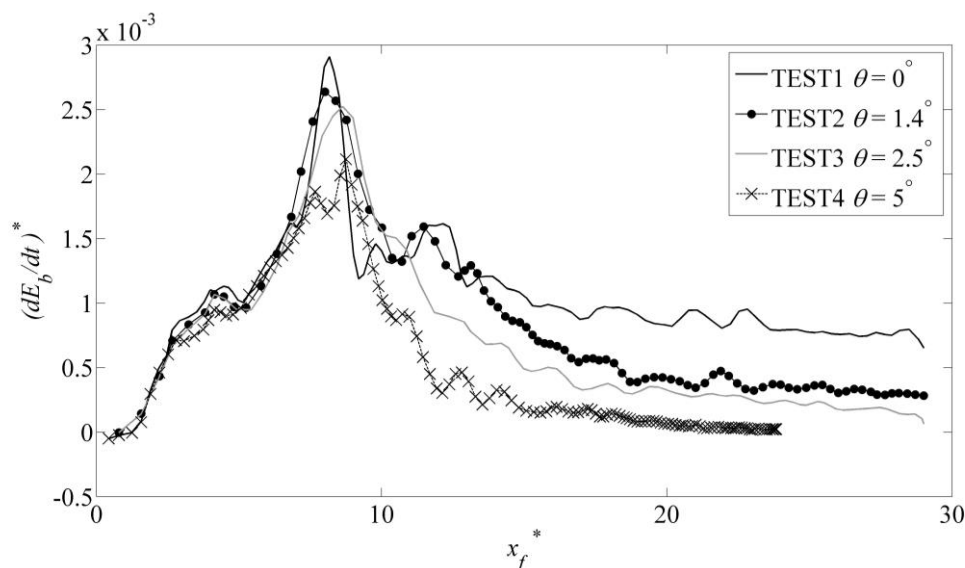


Figura 3. Derivata nel tempo dell'energia potenziale di background rispetto a x_f^* . dE_b/dt è resa adimensionale con $(\rho_0 H^2 u_b^3)$.

BIBLIOGRAFIA

- Armenio, V., & Sarkar, S. (2002). An investigation of stably stratified turbulent channel flow using large-eddy simulation. *J. Fluid Mech.*, 459, 1–42.
- Cantero, M., Balachandar, S., Garc'ia, M., & Bock, D. (2008). Turbulent structures in planar gravity currents and their influence on the flow dynamics. *Journal of Geophysical Research: Oceans (1978–2012)*, 113 (C8).
- Cenedese, C. & C. Adduce (2008). Mixing in a density-driven current flowing down a slope in a rotating fluid. *J. Fluid Mech.* 604, 369–388.
- Cenedese, C. & C. Adduce (2010). A new parameterization for entrainment in overflows. *J. Phys. Oceanogr.* 40(8).
- Ellison, T. H., and J. S. Turner, 1959: Turbulent entrainment in stratified flows. *J. Fluid Mech.*, 6 (03), 423–448.
- Fragoso, A., Patterson, M., & J.S. Wettlaufer, J. (2013). Mixing in gravity currents. *J. Fluid Mech.*, 734, Art-No.
- Ooi, S., G. Constantinescu, & L. Weber (2009). Numerical simulations of lock-exchange compositional gravity current. *J. Fluid Mech.* 635, 361–388.
- Rottman, J. & J. Simpson (1983). Gravity currents produced by instantaneous releases of a heavy fluid in a rectangular channel. *J. Fluid Mech.* 135, 95–110.
- Simpson, J. E. (1997). Gravity currents: In the environment and the laboratory. Cambridge University Press.
- Winters, K., Lombard, P., Riley, J., & D'Asaro, E. (1995). Available potential energy and mixing in density-stratified fluids. *J. Fluid Mech.*, 289, 115–128.

A TVD FINITE VOLUME METHOD FOR SHALLOW FLOWS OF POWER-LAW FLUIDS

Cristana Di Cristo¹, Michele Iervolino² & Andrea Vacca²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica – Università di Cassino e del Lazio Meridionale, Via Di Biasio 43, 03043 Cassino (FR), Italy; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Design, Edilizia ed Ambiente, Seconda Università di Napoli, Via Roma 29, 81031 Aversa (CE), Italy.

KEY POINTS

- Shallow flows of power-law fluids occur in many geophysical and industrial applications. Numerical models, designed to account for their peculiarities, may aid researchers and practitioners.
- A Total Variation Diminishing (TVD) Finite Volume numerical method is presented for the simulation of shallow flows of power-law fluids, based on HLL Riemann solver with minmod limiter.
- The proposed numerical method is validated against the exact solution of a wave propagation process and against the results of an experimental dam-break of a power-law fluid

1 INTRODUCTION

Shallow flows of non-Newtonian fluids represent a fundamental process in geophysical and industrial applications from mud and lava flows to coating processes. Wherever fluids do not exhibit an appreciable yield stress, the popular power-law rheological model can be employed to model the flowing medium.

Due to their relevance, several mathematical models of shallow flows of power-law fluids have been proposed (see for instance Ng & Mei, 1994; Miladinova et al., 2004; Fernández-Nieto et al., 2010; Bouchut and Boyaval, 2013; Bouchut and Boyaval, 2014). However, there are only few numerical tools for the simulation of these flows reported in the literature. The present paper proposes a numerical model for the analysis of transients involving power-law fluids, in which the contribution of the inertia is non-negligible. As a trade-off between the rigorous physical description and the mathematical complexity, the flow model of Ng & Mei (1994) is adopted, which is based on the von Kármán depth-integration of the mass and momentum conservation equations, in the long-wave approximation. The proposed numerical method guarantees second-order accuracy in both space and time. A twofold validation against an exact solution and a laboratory experiment is reported to demonstrate its performance.

2 GOVERNING EQUATIONS

Let us consider a free-surface flow of a power-law fluid down a slope with angle θ respect the horizontal plane, without lateral inflow or outflow. We denote with n , μ_n , ρ the exponent, the consistency and the density of the power-law fluid, respectively ($n < 1$ characterize shear-thinning fluids, while $n > 1$ shear-thickening fluids; $n=1$ means Newtonian fluid). We assume the length scale in the cross-stream direction to be smaller than the streamwise one, and the reference scales for flow depth and velocity as the uniform or normal flow depth (\tilde{h}_N) and the corresponding depth-averaged velocity:

$$\tilde{u}_N = \frac{n}{2n+1} \left(\frac{\rho g \tilde{h}_N^{n+1} \sin \theta}{\mu_n} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (1)$$

in which g is the gravity. The reference length scale for the streamwise coordinate is $\tilde{l}_N = \tilde{h}_N \cot \theta$. The von Kármán depth-integrated momentum and mass conservation equations in their dimensionless formulation read (Ng & Mei, 1994, Campomaggiore et al., 2016b):

$$\underbrace{\frac{\partial}{\partial t} \begin{pmatrix} q \\ h \end{pmatrix}}_{\mathbf{w}} + \frac{\partial}{\partial x} \underbrace{\begin{pmatrix} \beta \frac{q^2}{h} + \frac{h^2}{2F_N^2} \\ q \end{pmatrix}}_{\mathbf{f}(\mathbf{w})} = \underbrace{\begin{pmatrix} \frac{1}{F_N^2} \left[h - \left(\frac{q}{h^2} \right)^n \right] \\ 0 \end{pmatrix}}_{\mathbf{p}(\mathbf{w})} \quad (2)$$

where q is the flow discharge and $F_N = \tilde{u}_N / \sqrt{g \tilde{h}_N \cos \theta}$ is the Froude number of the reference uniform flow.

3 NUMERICAL METHOD

To solve eq. (1) a Finite-Volume approximation has been considered:

$$\frac{\partial \bar{\mathbf{w}}}{\partial t} + \frac{1}{\Delta x} (\mathbf{f}_{i+1/2}^* - \mathbf{f}_{i-1/2}^*) = \bar{\mathbf{p}} \quad (3)$$

in which $\bar{\mathbf{w}}$ and $\bar{\mathbf{p}}$ are the average values of \mathbf{w} and \mathbf{p} in the finite volume of dimension Δx . The \mathbf{f}^* term represents the numerical approximation of the flux \mathbf{f} at the volume interfaces. To this aim we preliminarily recall that the characteristic slopes associated to the governing equations are:

$$\lambda^\pm = \beta u \pm \sqrt{\beta(\beta-1)u^2 + \frac{h}{F_N^2}} \quad (4)$$

The Harten-Lax-Van Leer (HLL) scheme (Harten, 1983) is used to express the numerical flux as:

$$\mathbf{f}^* = \frac{\lambda^R \mathbf{f}(\mathbf{w}^L) - \lambda^L \mathbf{f}(\mathbf{w}^R) + \lambda^R \lambda^L (\mathbf{w}^R - \mathbf{w}^L)}{\lambda^R - \lambda^L} \quad (5)$$

where \mathbf{w}^L and \mathbf{w}^R are the piecewise linear reconstructions of \mathbf{w} on the left and right sides of the interface and

$$\lambda^R = \max_{R,L}(\lambda^+), \lambda^L = \min_{R,L}(\lambda^-) \quad (6)$$

Owing to the second-order accuracy of the present scheme, the minmod limiter (Roe, 1986) is applied to preserve the solution monotonicity. The second-order accuracy in time is ensured by integrating between the time levels $k\Delta t$ and $(k+1)\Delta t$ with the following two-step TVD Runge-Kutta scheme (Gottlieb & Shu, 1998):

$$\bar{\mathbf{w}}^{(1)} = \bar{\mathbf{w}}^k + \Delta t \mathbf{L}(\bar{\mathbf{w}}^k), \bar{\mathbf{w}}^{k+1} = \frac{1}{2} \bar{\mathbf{w}}^k + \frac{1}{2} \bar{\mathbf{w}}^{(1)} + \frac{\Delta t}{2} \mathbf{L}(\bar{\mathbf{w}}^{(1)}) \quad (7)$$

where $\mathbf{L}(\bar{\mathbf{w}}^k) = \bar{\mathbf{p}}(\bar{\mathbf{w}}^k) - [\mathbf{f}_{i+1/2}^*(\bar{\mathbf{w}}^k) - \mathbf{f}_{i-1/2}^*(\bar{\mathbf{w}}^k)] / \Delta x$.

Based on the hyperbolicity of the governing equations, the boundary conditions follow from the sign of the λ^\pm characteristic slopes at the inlet and outlet of the channel. The absorbing boundary condition proposed in Campomaggiore et al. (2016b) may be usefully employed when a change of flow regime dynamically takes place during the simulation or to save computational resources by truncating a real unbounded domain.

4 VALIDATION

The performance of the numerical method has been compared with the exact solution of a wave propagation process and with an experiment of wavefront propagation originated by a dam-break.

4.1 Validation VS exact solution

Let us disturb the flow discharge at the channel inlet in the neighborhood of a uniform flow, by means of a perturbation with amplitude δ_p and pulsation $\omega = 2\pi/T$, T being the perturbation period. If $\delta_p \ll 1$ the governing equations may be linearized around uniform flow and solved analytically. The solution is known for the clear-water case, both for constant (*Supino*, 1960) or variable (*Campomaggiore et al.*, 2016a) friction factor. In the following it is further extended to the present rheological model. Denoting with $q_p \ll 1$ and $h_p \ll 1$ the difference between discharge and flow depth and the corresponding uniform values, the solution reads:

$$\begin{aligned} q_p(x,t) &= \frac{\delta_p}{2} \left[e^{\varphi^+ x} \sigma^+ + H(\lambda_N^-) e^{\varphi^- x} \sigma^- \right] \\ h_p(x,t) &= \frac{\delta_p}{2} \left[\varphi^+ e^{\varphi^+ x} \left(\frac{\sigma^+}{\lambda_N^+} + \frac{\chi^+}{\omega} \right) + H(\lambda_0^-) \varphi^- e^{\varphi^- x} \left(\frac{\sigma^-}{\lambda_N^-} + \frac{\chi^-}{\omega} \right) \right] \end{aligned} \quad (8)$$

in which the symbol $H(\cdot)$ denotes the Heaviside operator,

$$\sigma^\pm = \sin \left[\omega \left(t - \frac{x}{\lambda_N^\pm} \right) \right], \quad \chi^\pm = \cos \left[\omega \left(t - \frac{x}{\lambda_N^\pm} \right) \right], \quad \varphi^\pm = \frac{2v \pm \sqrt{y + \sqrt{y^2 + w}}}{4(\beta F_N^2 - 1)} \quad (9)$$

and:

$$v = -(2n+1), \quad y = -8F_N^2 \omega^2 [\beta(\beta-1)F_N^2 + 1] + 2v^2, \quad w = (8\omega)^2 [\beta F_N^2 v + n(\beta F_N^2 - 1)]^2 \quad (10)$$

The solution of eqs. (8) consists of two superposition exponentially modulated sinusoidal waves. The modulating factors reflects the stability of the base uniform flow. It is easy to verify that the perturbation grows along the channel if the Froude number exceeds the limiting threshold $F_N^* = n/\sqrt{2n+1}$, in agreement with previous stability analyses (*Ng & Mei*, 1994; *Di Cristo et al.*, 2013).

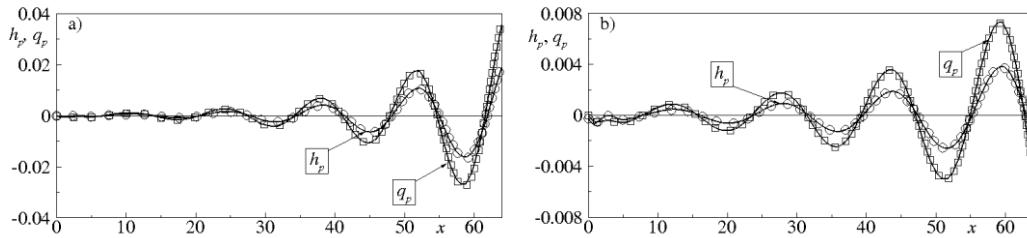


Figure 1. Comparison between numerical (solid line) and analytical (symbols) solution: a) Shear-thinning fluid ($n=0.4$); b) Shear-thickening fluid ($n=1.5$).

Two different values of the rheological exponent have been considered, namely $n=0.4$ ($\beta=1.125$, $F_N^*=0.30$) and $n=1.5$ ($\beta=1.231$, $F_N^*=0.75$) to encompass both shear-thinning and shear-thickening conditions, respectively. For both n values, the Froude number has been fixed equal to $F_N = 3.0$. Perturbation amplitude has been assigned equal to $1 \cdot 10^{-3}$ and the period is $T = 8$. In the simulations a dimensionless channel length $L = 64$ has been chosen, along with $\Delta x = L/1280$ and $\Delta t = 1/2048$. A more than satisfactory value of the relative error L1-norm on flow depth and discharge over a period has been found in the range $(0.9 \div 2) \cdot 10^{-4}$ for $n=0.4$ and $(0.9 \div 2) \cdot 10^{-5}$ for $n=1.5$. The exact and computed solutions for both cases are compared in Figure 1.

4.2 Validation Vs dam-break experiment

One of the few experiments concerning a dam-break with a power-law fluid (*Balmforth et al.*, 2007) has been addressed. The experiment consists in the sudden release of a slump (2.2 cm height) of aqueous suspension of Xanthan gum with concentration order of 1% in a 10 cm wide, 6 cm deep channel. The rheology of the considered shear-thinning fluid may be reasonably described by $n=0.27$, $\mu_n=6 \text{ Pa s}^n$, $\rho=1000$

kg m^{-3} . The fluid is kept at rest by a dam at $\tilde{x}=0.4$ m, which is rapidly lifted at $\tilde{t}=0$. The position of the downstream front of the wave has been measured at different times with a digital video-camera. The experiment has been simulated by considering a channel with a dimensional length $\tilde{L}=0.80$ m, $\Delta\tilde{x}=5\cdot 10^{-4}$ m and $\Delta\tilde{t}=2.4\cdot 10^{-4}$ s. The temporal evolution of front position \tilde{x}_f is compared with measures in Figure 2.

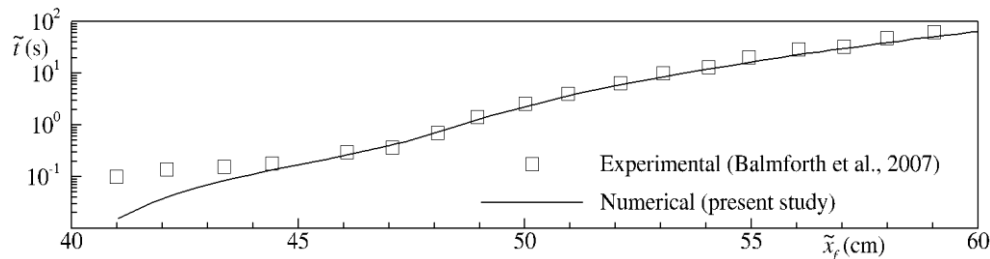


Figure 2. Comparison between numerical (solid line) and experimental (symbols) front position.

Figure 2 shows that the computational model is able to reproduce reasonably the experimental results both in the near-field ($\tilde{t} \sim 0.1 \div 1$ s), where inertia plays a prominent role, and in the long-term one ($\tilde{t} \sim 100$ s), in which the fluid spreading is largely dominated by the shear stress. For $\tilde{t} < 0.1$ s the agreement is less satisfactory, but, as noted by *Saramito et al.* (2013), this small time regime could be affected by the dam lifting more than by the flow inertia.

5 CONCLUSIONS

A numerical model for the analysis of transient shallow flows of power-law fluids has been proposed. The numerical method provides second-order accuracy in both space and time. The validation against both a novel exact solution, originally deduced, and an experimental wavefront propagation has demonstrated the overall promising performance of the proposed method.

REFERENCES

- Bouchut, F., & Boyaval, S. A new model for shallow viscoelastic fluids. *Math. Models Methods Appl. Sci.*, 2013, 23, 1479-1526. doi:10.1142/s0218202513500140
- Bouchut, F., & Boyaval, S. Unified formal reduction for fluid models of free surface shallow gravity-flows. *arXiv*, 2014, 1306.3464.
- Campomaggiore, F., Di Cristo, C., Iervolino, M., & Vacca, A. Inlet effects on roll-waves development in shallow turbulent open-channel flows. *J. Hydrol. Hydromech.*, 2016a, 64(1), 45-55 doi:10.1515/johh-2016-0003
- Campomaggiore, F., Di Cristo, C., Iervolino, M., & Vacca, A. Development of roll waves in power-law fluids with non-uniform initial conditions. *Journal of Hydraulic Research*, 2016b, doi:10.1080/00221686.2016.1140684
- Di Cristo, C., Iervolino, M., & Vacca, A. Gravity-Driven Flow of a Shear-Thinning Power-Law Fluid over a Permeable Plane, *Applied Mathematical Sciences*, 2013, 7(33), 1623-1641.
- Balmforth, N.J., Craster, R.V., Perona, P., Rust, A.C., & Sassi, R., Viscoplastic dam breaks and the Bostwick consistometer, *J. Non-Newtonian Fluid Mech.*, 2007, 142, 63-78.
- Fernandez-Nieto, E. D., Noble, P., & Vila, J.P. Shallow water equations for non-Newtonian fluids. *J. Non-Newtonian Fluid Mech.*, 2010, 165, 712-732. doi:10.1016/j.jnnfm.2010.03.008
- Gottlieb, S., & Shu, C.W. Total variation diminishing Runge-Kutta schemes. *Mathematics of Computation*, 1998, 67(221), 73-85. doi: 10.1090/S0025-5718-98-00913-2
- Harten, A. High resolution schemes for hyperbolic conservation laws. *Journal of Computational Physics*, 1983, 49(3), 357-393. doi:10.1016/0021-9991(83)90136-5
- Miladinova, S., Lebon, G., & Toshev, E. Thin-film flow of a power-law liquid falling down an inclined plate. *J. Non-Newtonian Fluid Mech.*, 2004, 122, 69-78. doi:10.1016/j.jnnfm.2004.01.021
- Ng, C., & Mei, C.C. Roll waves on a shallow layer of mud modeled as a power-law fluid. *Journal of Fluid Mechanics*, 1994, 263, 151-184. doi:10.1017/s0022112094004064
- Roe, P.L. Discrete models for the numerical analysis of time-dependent multidimensional gas-dynamics, *J. Comput. Phys.*, 1986, 63, 458-476.
- Saramito, P., Smutek, C., & Cordonnier, B. Numerical Modeling of Shallow Non-Newtonian Flows: Part I. The 1D Horizontal Dam Break Problem Revisited, *International Journal of Numerical Analysis and Modeling, Series B*, 4(3), 283-298.
- Supino, G. Sopra le onde di traslazione nei canali. *Rend. Accad. Naz. Lincei*, 1960, 295(6), 543-552 (in Italian).

POISEUILLE FLOW OF A GIESEKUS FLUID WITH NON-ZERO SOLVENT VISCOSITY

Irene Daprà ¹, Giambattista Scarpi ²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali-Università di Bologna; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali-Università di Bologna

KEY POINTS

- The present work proposes to examine the behaviour of a Giesekus fluid with newtonian solvent contribution in plane laminar flow due to a constant pressure gradient
- The numerical solution of the momentum equations is compared with an analytical approximation obtained by linearizing with respect to the ratio of the viscosity of solvent and of Giesekus fluid
- The total stress vs strain and the profiles of velocity are obtained for several values of the rheological parameters of the fluid, emphasizing the contribution of the newtonian solvent

1 INTRODUCTION

In the case of fluids with non-linear constitutive equations, a series of considerable complications in the analytical description of the flow can arise even for simple motions; such an example is the Giesekus model, an approximation that adequately describes the actual behaviour of complex technical fluids. The behaviour of the fluid in the Giesekus model is characterized through the introduction of three physical parameters in its constitutive equation: viscosity, mobility factor, and relaxation time (Giesekus 1962, 1982, 1989). The experimental determination of the non-linear mobility factor is well documented in Calin et al. (2010), while Debbaut and Burhin (2002) performed a series of experiments for the rheological characterization of a high-density polyethylene fluid, with direct reference to a Giesekus model.

The evaluation of stress tensor components, velocity distribution has been studied over the years using analytical, numerical, or experimental techniques; an extensive literature review can be found in the work of Escudier et al. (2002). Regarding the Giesekus model, the proposed analytical solutions are usually based on the linear approximation, thus limiting their validity to a relatively small range of the involved parameters' values. Exemplary reference for the latter can be made to the work of Ferrás et al. (2012), who proposed a semi-analytical solution for a channel flow with wall slip. On the other hand, Daprà and Scarpi (2009) proposed an exact analytical solution for a plane Poiseuille flow and for a Couette flow in a concentric annulus (2015).

Cruz et al. (2005) give an analytical solution for pipe and channel flow of viscoelastic fluids with solvent contribution. In this paper the contribution of a Newtonian solvent is added, introducing the ratio of the viscosity of the solvent versus the viscosity of the polymer, ε , as parameter. The problem is defined by specifying the geometry and stating the governing equations of the studied phenomenon. For small values of ε the velocity profile and the stress components can be found for different values of the physical parameters.

2 PROBLEM SETTING AND GOVERNING EQUATIONS

We consider a plane layer of constant thickness $2h$ ($-h \leq \bar{z} \leq h$) filled with an incompressible Giesekus fluid, in laminar motion under the action of a constant pressure gradient $P = -\frac{\partial \bar{p}}{\partial \bar{x}}$. The continuity and momentum equations are

$$\nabla \cdot \mathbf{v} = 0 \quad (1)$$

$$-\nabla \bar{p} + \nabla \cdot \mathbf{T} = \rho \frac{D\mathbf{v}}{Dt} \quad (2)$$

where \mathbf{v} is the vector velocity, \bar{p} the pressure, \mathbf{T} the extra-stress tensor, ρ the fluid density and \bar{t} the time.

The extra-stress tensor for a Giesekus fluid with non-zero solvent viscosity can be written as

$$T = T_p + T_s \quad (3)$$

the first part refers to the polymer contribution and satisfies the equation

$$T_p + \lambda \left[\frac{\partial T_p}{\partial t} + v \cdot \nabla T_p - T_p \cdot \nabla v - (\nabla v)^T \cdot T_p \right] + \frac{\lambda \alpha}{\mu} T_p \cdot T_p = \mu \left[\nabla v + (\nabla v)^T \right] \quad (4)$$

where μ is the zero-shear rate viscosity of the polymer, λ the stress relaxation time and α the dimensionless mobility parameter ($0 \leq \alpha \leq 1$). The solvent contribution to the extra- stress is

$$T_s = \eta \left[\nabla v + (\nabla v)^T \right] \quad (5)$$

where η is the viscosity of the Newtonian solvent.

3 SOLUTION

In order to develop the foregoing analysis the following dimensionless quantities are introduced: $x = \bar{x} / h$, $z = \bar{z} / h$, $t = \bar{t} \sqrt{\frac{P}{\rho h}}$, $u = v \sqrt{\frac{\rho}{hP}}$, $p = \frac{\bar{p}}{\mu} \sqrt{\frac{\rho h}{P}}$, $\tau = \frac{T}{\mu} \sqrt{\frac{\rho h}{P}}$, $De = \lambda \sqrt{\frac{P}{\rho h}}$, $Re = \frac{h}{\mu} \sqrt{\rho h P}$; the Deborah number De can be seen as a constitutive parameter.

The dimensionless continuity and momentum equation become

$$\nabla \cdot u = 0 \quad (6)$$

$$-\nabla p + \nabla \cdot \tau = Re \frac{Du}{Dt} - \varepsilon \nabla^2 u \quad (7)$$

where $\varepsilon = \eta / \mu$. The non-dimensional Giesekus constitutive equation is

$$\tau_p + De \left[\frac{\partial \tau_p}{\partial t} + u \cdot \nabla \tau_p - \tau_p \cdot \nabla u - (\nabla u)^T \cdot \tau_p \right] + \alpha De \tau_p \cdot \tau_p = \nabla u + (\nabla u)^T \quad (8)$$

For steady Poiseuille flow the velocity field has a non-zero component only in the direction of the flow x which depends only on z . The continuity equation is then verified, and the scalar momentum equations are

$$-\frac{\partial p}{\partial x} + \tau'_{xz} = -\varepsilon u'' \quad (9)$$

$$-\frac{\partial p}{\partial z} + \tau'_{zz} = 0 \quad (10)$$

where a prime indicates d / dz .

The non-zero components of (8) are

$$\tau_{xx} - 2De \tau_{xz} u' + \alpha De (\tau_{xx}^2 + \tau_{xz}^2) = 0 \quad (11)$$

$$\tau_{xz} - De \tau_{zz} u' + \alpha De \tau_{xz} (\tau_{xx} + \tau_{zz}) = u' \quad (12)$$

$$\tau_{zz} + \alpha De (\tau_{xz}^2 + \tau_{zz}^2) = 0 \quad (13)$$

Because of the symmetry of the flow field, only the region defined by $0 \leq z \leq 1$ may be analyzed; the appropriate boundary conditions are

$$u(1) = 0 \quad (14)$$

$$\left. \frac{\partial u}{\partial z} \right|_{z=0} = 0 \quad (15)$$

Rearranging eq. (11), (12), (13) results in

$$u' = \frac{2\alpha\tau_{xz} \left[1 \pm (2\alpha - 1) \sqrt{\varphi(\tau_{xz})} \right]}{\left[\sqrt{\varphi(\tau_{xz})} \pm (2\alpha - 1) \right]^2} \quad (16)$$

where

$$\varphi(\tau_{xz}) = 1 - 4\alpha^2 De^2 \tau_{xz}^2 \quad (17)$$

As suggested by Schleiner and Weinacht (1991) the only stable, physically relevant solution corresponds to the plus sign in (16). In order to find a real solution of eq. (16) it must be

$$|\tau_{xz}| \leq \frac{1}{2\alpha De}$$

After some algebra the following equation is obtained

$$\begin{aligned} & De^4 \alpha^2 \varepsilon^4 u'^6 + 4De^4 Re \alpha^2 \varepsilon^3 z u'^5 + De^2 \alpha \varepsilon^2 \left[6De^2 Re^2 \alpha z^2 + 4\alpha^3 \varepsilon^2 + 4\alpha^2 \varepsilon (2 - \varepsilon) + \right. \\ & \left. + \alpha (\varepsilon^2 - 8\varepsilon + 2) + \varepsilon - 2 \right] u'^4 + De^2 Re \alpha \varepsilon z \left[4De^2 Re^2 \alpha z^2 + 16\alpha^3 \varepsilon^2 + 8\alpha^2 \varepsilon (3 - 2\varepsilon) + \right. \\ & \left. + 4\alpha (\varepsilon^2 - 6\varepsilon + 1) + 3\varepsilon - 4 \right] u'^3 + \left\{ De^4 Re^4 \alpha^2 z^4 + De^2 Re^2 \alpha z^2 \left[24\alpha^3 \varepsilon^2 + 24\alpha^2 \varepsilon (1 - \varepsilon) + \right. \right. \\ & \left. \left. + 2\alpha (3\varepsilon^2 - 12\varepsilon + 1) + 3\varepsilon - 2 \right] + \alpha^2 (1 - \varepsilon^2) + \alpha (\varepsilon^2 - \varepsilon - 2) + \varepsilon + 1 \right\} u'^2 + zRe \cdot \\ & \cdot \left\{ De^2 Re^2 \alpha z^2 \left[16\alpha^3 \varepsilon + 8\alpha^2 (1 - 2\varepsilon) + 4\alpha (\varepsilon - 2) + 1 \right] - 2\alpha^2 \varepsilon + \alpha (2\varepsilon - 1) + 1 \right\} u' + \\ & + De^2 Re^4 \alpha^2 z^4 (4\alpha^2 - 4\alpha + 1) + Re^2 \alpha z^2 (1 - \alpha) = 0 \end{aligned} \quad (18)$$

Linearizing with respect to ε eq. (18) reduces to the cubic equation

$$\begin{aligned} & 4De^2 Re \alpha \varepsilon z (De^2 Re^2 \alpha z^2 + \alpha - 1) u'^3 + \left\{ De^4 Re^4 \alpha^2 z^4 + De^2 Re^2 \alpha z^2 \left[2\alpha + \right. \right. \\ & \left. \left. + 24\alpha \varepsilon (\alpha - 1) + 3\varepsilon - 2 \right] + (1 - \alpha)^2 + \varepsilon (1 - \alpha) \right\} u'^2 + zRe \left\{ De^2 Re^2 \alpha z^2 \cdot \right. \\ & \cdot \left[16\alpha^3 \varepsilon + 8\alpha^2 (1 - 2\varepsilon) + 4\alpha (\varepsilon - 2) + 1 \right] - 2\alpha^2 \varepsilon + \alpha (2\varepsilon - 1) + 1 \right\} u' + \\ & + De^2 Re^4 \alpha^2 z^4 (2\alpha - 1)^2 + Re^2 \alpha z^2 (1 - \alpha) = 0 \end{aligned} \quad (19)$$

whose solutions are

$$u'_1 = \frac{2\sqrt{b^2 - 3ac}}{3|a|} \cos \left\{ \frac{1}{3} \arccos \left[-\frac{(27a^2d - 9abc + 2b^3) \operatorname{sgn}(a)}{2(b^2 - 3ac)^{3/2}} \right] \right\} - \frac{b}{3a} \quad (20)$$

$$u'_2 = -\frac{2\sqrt{b^2 - 3ac}}{3|a|} \sin \left\{ \frac{1}{3} \arcsin \left[\frac{(27a^2d - 9abc + 2b^3) \operatorname{sgn}(a)}{2(b^2 - 3ac)^{3/2}} + \frac{\pi}{3} \right] \right\} - \frac{b}{3a} \quad (21)$$

$$u'_3 = \frac{2\sqrt{b^2 - 3ac}}{3|a|} \sin \left\{ \frac{1}{3} \arcsin \left[\frac{(27a^2d - 9abc + 2b^3) \operatorname{sgn}(a)}{2(b^2 - 3ac)^{3/2}} \right] \right\} - \frac{b}{3a} \quad (22)$$

where

$$\begin{aligned} a &= 4ReDe^2 \alpha \varepsilon z (Re^2 De^2 \alpha z^2 + \alpha - 1) \\ b &= De^4 \alpha^2 Re^4 z^4 + De^2 \alpha Re^2 z^2 \left[24\alpha^2 \varepsilon + 2\alpha (1 - 12\varepsilon) + 3\varepsilon - 2 \right] + \alpha^2 - \alpha (\varepsilon + 2) + \varepsilon + 1 \\ c &= Re z \left\{ De^2 \alpha Re^2 z^2 \left[16\alpha^3 \varepsilon + 8\alpha^2 (1 - 2\varepsilon) + 4\alpha (\varepsilon - 2) + 1 \right] - 2\alpha^2 \varepsilon + \alpha (2\varepsilon - 1) + 1 \right\} \\ d &= De^2 \alpha^2 Re^4 z^4 (2\alpha - 1)^2 + Re^2 \alpha z^2 (1 - \alpha) \end{aligned} \quad (23)$$

Only the solution u'_1 is suitable, because $u'_2 \geq 0$ if $z \geq 0$ and u'_3 does not tend to the solution for a Newtonian fluid as $De \rightarrow 0$, $\alpha \rightarrow 0$, and $\varepsilon \rightarrow 0$. Eq (20) can be integrated numerically to give the velocity profile.

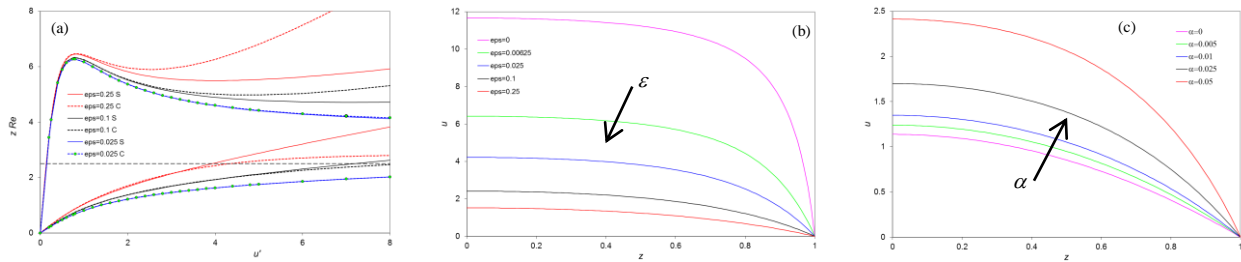


Figure 1. (a): total shear stress versus strain rate u' for some values of ε , $\alpha = 0.05$, $De = 1.6$, $Re = 2.5$; (b): velocity profiles for some values of ε , $\alpha = 0.05$, $De = 1.6$, $Re = 2.5$; (c): velocity profiles for some values of α , $\varepsilon = 0.1$, $De = 1.6$, $Re = 2.5$

In order to evaluate the approximation of the linearized solution, fig 1 (a) shows the total shear stress vs the strain rate obtained numerically from the complete eq (18) (solid lines) and analytically from the cubic equation (19) (dotted lines). Being $Re = 2.5$, only the region $zRe \leq 2.5$ is of interest: the approximation increases by increasing ε . Fig. 1 (b) and (c) show the velocity profiles for some values of ε and α respectively: as ε increases, the total viscosity of the fluid increases and then the maximum velocity decreases; on the other hand, as well-known, the velocity increases by increasing α .

REFERENCES

- Giesekus H. Die rheologische Zustandsgleichung elasto-viskoser Flüssigkeiten – insbesondere von Weissenberg-Flüssigkeiten – für allgemeine und stationäre Fließvorgänge, ZAMM 1962, 42, 32-61.
- Giesekus, H. A simple constitutive equation for polymer fluids based on the concept of deformation-dependent tensorial mobility, J. Non-Newtonian Fluid Mech. 1982, 11, 69-109.
- Giesekus H. Flow Phenomena in Viscoelastic Fluids and their Explanation Using Statistical Methods, J. Non-Equilib. Thermodyn. 1986, 11, 157-174.
- Calin, A., Wilhelm M. & Balan C., Determination of the non-linear parameter (mobility factor) of the Giesekus constitutive model using LAOS procedure, J. Non-Newtonian Fluid Mech. 2010, 165, 1564-1577.
- Debbaut, G. & Burhin, H., Large amplitude oscillatory shear and Fourier-transform rheology for a high-density polyethylene: Experiments and numerical simulation, J. Rheol. 2002, 46, 1155-1176.
- Escudier M.P., Oliveira, P.J. & Pinho F.T. Fully developed laminar flow of purely viscous non-Newtonian liquids through annuli, including the effects of eccentricity and inner-cylinder rotation, Int. J. Heat Fluid Flow 2002, 23, 52-73.
- Ferrás L.L., Nóbrega J.M. & Pinho F.T., Analytical solutions for channel flows of Phan-Thien-Tanner and Giesekus fluids under slip, J. Non-Newtonian Fluid Mech. 2012, 171-172, 97-105.
- Daprà I. & Scarpi G. Couette-Poiseuille flow of the Giesekus model between parallel plates, Rheol. Acta 2009, 48, 117-120.
- Daprà I. & Scarpi G. Analytical solution for a Couette flow of a Giesekus fluid in a concentric annulus, J. Non-Newtonian Fluid Mech. 2015, 223, 221-227.
- Cruz D.O.A., Oliveira, P.J. & Pinho F.T. Analytical solution for fully developed laminar flow of some viscoelastic liquids with a Newtonian solvent contribution, 2005, 132, 28-35.
- Schleiniger G. & Weinacht R.J. Steady Poiseuille flows for a Giesekus fluid, J. Non-Newtonian Fluid Mech. 1991, 40, 79-102.

UN CODICE SPH PARALLELO A RISOLUZIONE VARIABLE PER LA SIMULAZIONE DI MOTI A SUPERFICIE LIBERA

Renato Vacondio¹, Alejandro J. Crespo², Jose M. Domínguez², Moncho Gomez-Gesteira², Benedict D. Rogers³

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente del Territorio e Architettura, Università degli studi di Parma, Parco area delle scienze 181/A, 43124 PARMA, (2) Environmental Physics Laboratory, Universidade de Vigo, Ourense, Spain (3) School of Mechanical, Aero & Civil Engineering, University of Manchester, Manchester, UK

ASPETTI CHIAVE

- Codice SPH a risoluzione variabile sia nella versione per CPU che in quella per GPU.
- Diverse risoluzioni possono essere specificate nel dominio attraverso la scissione e la fusione delle particelle
- La formulazione adottata per la discretizzazione delle equazioni di Navier-Stokes garantisce la conservazione della massa e della quantità di moto.

1 INTRODUZIONE

La risoluzione variabile rappresenta uno dei problemi aperti nei modelli Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH), infatti l'organizzazione scientifica internazionale SPHERIC (ERCOFTAC Special Interest Group for SPH) l'ha individuata come una delle 4 "grand challenges" per i metodi SPH. In letteratura sono già oggi disponibili diversi studi finalizzati a introdurre la multirisoluzione in codici SPH: *Omidvar et al. (2011)* hanno adottato un approccio di tipo statico, in cui il dominio è discretizzato con particelle di dimensioni differenti all'inizio della simulazione, mentre una procedura per inserire e rimuovere le particelle in simulazioni monodimensionali è stata proposta per la prima volta da *Lastiwka et al. (2005)*. La capacità di variare la risoluzione in modo dinamico attraverso la scissione (splitting) e la fusione (coalescing) delle particelle è stata già applicata nei lavori di *Vacondio et al. (2013)*, *Barcarolo et al. (2014)* e *Spreng et al. (2014)*. Nonostante questi studi abbiano mostrato risultati incoraggianti, nella maggior parte dei codici SPH viene adottata una risoluzione uniforme in tutto il dominio che, pertanto non possono essere utilizzati per simulare problemi multiscala e/o multirisoluzione.

Lo scopo del presente lavoro è quello di superare questa limitazione, introducendo la risoluzione variabile nel codice open-source DualSPHysics (*Crespo et al. 2015*). Per garantire la conservazione della massa e della quantità di moto, anche in presenza di particelle di dimensioni differenti, le equazioni di Navier-Stokes sono discretizzate utilizzando una formulazione variazionale. Durante la simulazione la dimensione delle particelle può essere dinamicamente modificata attraverso procedure di scissione e fusione, in modo da poter imporre la risoluzione desiderata in una certa porzione del dominio.

In particolare la scissione è funzionale ad aumentare la risoluzione ed è operata collocando le nuove particelle secondo uno schema esagonale in 2D, mentre in 3D è adottato uno schema a icosaedro (*Vacondio et al. 2016*). Nelle zone in cui si vuole ridurre la risoluzione, due particelle sono fuse in una nuova di dimensioni maggiori la cui smoothing length è ottenuta imponendo un errore di densità pari a zero. Sia la procedura di scissione che quella di fusione garantiscono la conservazione sia della massa che della quantità di moto.

Diverse procedure di ottimizzazione sono state introdotte nel presente lavoro per aumentare l'efficienza computazionale in presenza di un numero variabile di particelle nel dominio sia nella versione OpenMP che in quella CUDA del codice DualSPHysics. Lo scopo finale è quello di creare uno strumento numerico accurato, in grado di sfruttare la multirisoluzione per creare una distribuzione dell'errore uniforme sull'intero dominio.

2 LO SCHEMA NUMERICO

Le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto per un fluido debolmente comprimibile possono essere scritte in forma Lagrangiana come segue:

$$\frac{d\rho_i}{dt} = -\rho \nabla \cdot \mathbf{v} \quad (1)$$

$$\frac{d\mathbf{u}_i}{dt} = +\mathbf{g} - \frac{1}{\rho} \nabla P + \nu_0 \nabla^2 \mathbf{v} \quad (2)$$

dove ρ è la densità del fluido, \mathbf{v} è il vettore velocità, P è la pressione, \mathbf{g} è la gravità, e ν_0 è la viscosità cinematica.

Le due equazioni sono accoppiate attraverso l'equazione di stato di Tait:

$$P = B \left[\left(\frac{\rho}{\rho_0} \right)^\gamma + 1 \right] \quad (3)$$

Dove γ è un coefficiente adimensionale assunto pari a 7, $\rho_0 = 1000 \text{ kg/m}^3$ è la densità di riferimento e $B = c_0^2 \rho_0 / \gamma$ dove c_0 è la velocità del suono opportunamente ridotta per ottenere un intervallo di integrazione nel tempo accettabile.

La formulazione adottata nel presente lavoro è stata derivata da *Vacondio et al. (2013)* e non viene qui riportata per ragioni di spazio.

2.1 Scissione delle particelle

Per aumentare la risoluzione in alcune zone del dominio una predefinita particella N è suddivisa in M_s particelle figlie, di cui è necessario definire la massa m_k , posizione \mathbf{x}_k , velocità \mathbf{v}_k , smoothing length h_k e densità ρ_k . Mentre la struttura ottimale per lo splitting delle particelle in 2D è esagonale, *Vacondio et al. (2016)* hanno recentemente mostrato come una struttura a icosaedro sia in grado di massimizzare l'efficienza computazione producendo un trascurabile errore nel campo di densità in 3D. Questo significa che la particella esistente N è suddivisa in 7 e 13 particelle figlie rispettivamente in 2D e 3D. Tutte e due le configurazioni possono essere definite attraverso il raggio del cerchio (2D) ovvero della sfera (3D) circoscritto/a che è assunto/a pari a εh_N , con ε parametro adimensionale e h_N smoothing length della particella N originale. In aggiunta a questo si assume che tutte le M_s particelle figlie abbiano smoothing length $h_k = \alpha \cdot h_N$. Una volta definiti i coefficienti ε e α le masse m_k $k=1, \dots, M_s$ sono calcolate minimizzando l'errore globale della densità. Infine, per garantire la conservazione della quantità di moto, le velocità delle particelle figlie sono assunte uguali a quella della particella originale:

$$\mathbf{v}_k = \mathbf{v}_N \quad k=1, \dots, M_s \quad (4)$$

2.2 Fusione delle particelle

Sia in 2-D che in 3-D la fusione delle particelle è operata fra due particelle a e b . La particella a è quella identificata come troppo piccola secondo un determinato criterio, mentre quella b è quella con distanza minima da a .

Le due particelle a e b sono poi fuse in una più grande M , la cui posizione è nel baricentro di a e b , mentre la massa è pari a: $m_M = m_a + m_b$, mentre la velocità è ottenuta come segue: $\mathbf{v}_M = (m_a \mathbf{v}_a + m_b \mathbf{v}_b) / m_M$

Infine la smoothing length h_M è ricavata imponendo che la densità in \mathbf{x}_M sia uguale prima e dopo il coalescing. Se si adotta il Wendland kernel si ottiene che:

$$h_M = \left(\frac{1}{\theta_w} \frac{m_M}{m_a W_{M,a} + m_b W_{M,b}} \right)^{1/D_m} \quad (5)$$

Dove $W_{M,a} = W(\mathbf{x}_a - \mathbf{x}_M, h_a)$, $W_{M,b} = W(\mathbf{x}_b - \mathbf{x}_M, h_b)$, D_m sono le dimensioni considerate (2 in 2D e 3 in 3D) e θ_w è pari a $7/4\pi$ in 2D e $21/16 \pi$ in 3D.

3 CASO TEST DI BLANKENBERGE MARINA

Il codice precedentemente descritto è stato utilizzato per simulare l'esperienza di laboratorio di *Altomare et al. (2015)* sulla diga di Blankenberge Marina (Belgium). Nella campagna sperimentale sono state misurate le forze sul parapetto posto sulla sommità dell'arginatura (vedi Figura 1) utilizzando una scala del modello pari a 1:5. Le onde simulate hanno una altezza pari a $H_{m0}=0.101\text{m}$ e un periodo di picco $T_p=2.683\text{s}$

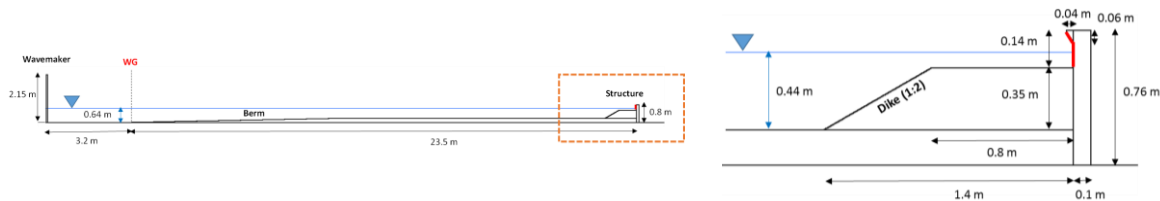


Figura 1. Set up numerico del caso test di Blankenberge Marina.

Il caso test è stato simulato con (i) risoluzione uniforme e dimensione delle particelle $dp = 0.01$ m, (ii) risoluzione variabile e dp iniziale pari a 0.02 m. Nella seconda simulazione la scissione delle particelle è stata utilizzata per aumentare la risoluzione nell'area vicina alla diga e al parapetto (rettangolo rosso in Figura 1). Le serie temporale delle forze sul parapetto con la simulazione (i) e con quella (ii) sono mostrate in Figura 2. Si osserva un buon accordo fra i risultati di tutte e due le simulazioni con quelli sperimentali, pertanto la risoluzione variabile è in grado di fornire la stessa accuratezza della risoluzione uniforme ed elevata.

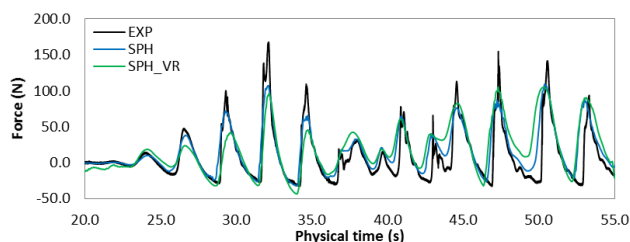


Figura 2. Confronto fra le forze ottenute sperimentalmente e quelle simulate sia con risoluzione uniforme (SPH) che con risoluzione variabile (SPH_VR).

Nella versione del codice per CPU lo speed-up, inteso come il rapporto fra il tempo di calcolo della simulazione (i) e quello della simulazione (ii) è circa 5. Lo stesso rapporto diventa 2.3 per la versione del codice per GPU. Questo è dovuto al fatto che gli algoritmi di scissione e fusione delle particelle hanno un costo computazionale molto più elevato sulle GPU.

4 SPHERIC BENCHMARK TEST CASE #2

In 3D in codice è stato validato con il caso test standard con il caso test SPHERIC benchmark #2, che consiste in un dam-break 3-D, in cui l'onda generata impatta contro un ostacolo non sommersibile (Figura 3). Ancora una volta l'obiettivo è quello di incrementare l'efficienza della simulazione numerica attraverso l'introduzione della multirisoluzione, mantenendo inalterata l'accuratezza, a tal fine è stata individuata una zona a risoluzione più elevata nella zona circostante l'ostacolo.

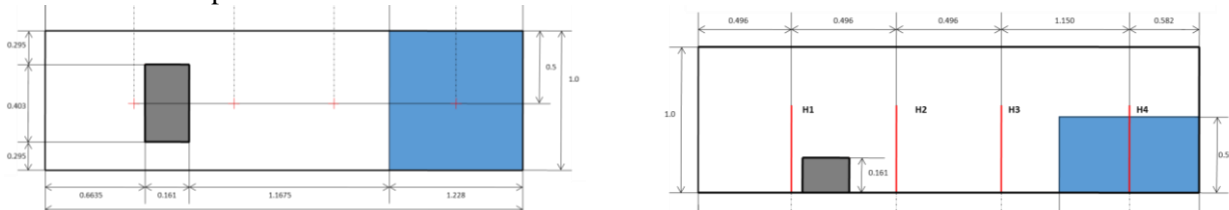


Figura 3. Setup del modello per il caso test SPHERIC Benchmark Case #2.

In Figura 4 è mostrata la smoothing length delle particelle in due diversi istanti di simulazione. In Figura 5 sono invece riportate le serie temporali delle altezze d'acqua simulate in corrispondenza delle sonde H3 e H4, anche per questo caso test la simulazione a risoluzione variabile ha la stessa accuratezza di quella condotta a risoluzione uniforme.

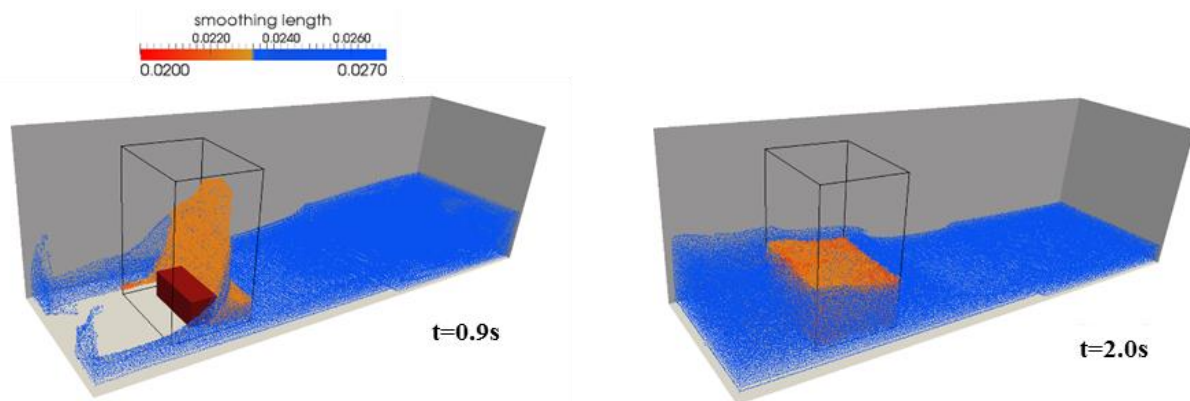


Figura 4. Due istanti della simulazione ($t=0.9s$ e $2.0s$) con risoluzione variabile. I colori rappresentano le diverse risoluzioni delle particelle (h).

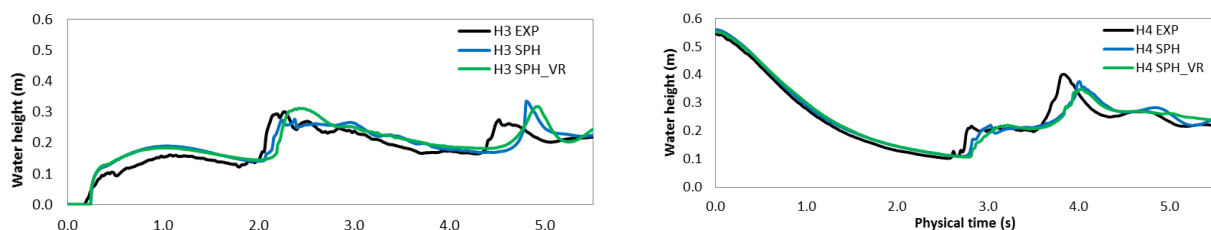


Figura 5. Confronto fra le altezze d'onda sperimentali e numeriche ottenute in corrispondenza delle sonde H3 e H4 con risoluzione inforne (SPH) e variabile (SPH_VR).

Per questo caso test gli speedup ottenuti grazie all'utilizzo della risoluzione variabile sono pari a 2.0 nella versione per CPU e a 1.8 nella versione per GPU.

5 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato sviluppato il primo codice SPH parallelo e open-source con risoluzione variabile. Sia la versione OpenMP che quella CUDA di DualSPHysics sono state estese per introdurre la possibilità di utilizzare risoluzioni diverse nel dominio di calcolo attraverso la scissione e la fusione delle particelle. La formulazione SPH adottata è stata ricavata con un approccio variazionale, in modo da poter utilizzare particelle di dimensioni diversa, garantendo la conservazione della massa e della quantità di moto.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- C. Altomare, A.J.C. Crespo, J.M. Domínguez, M. Gómez-Gesteira, T. Suzuki and T. Verwaest, Applicability of Smoothed Particle Hydrodynamics for estimation of sea wave impact on coastal structures, *Coastal Engineering*, 96:1-12, 2015
- D.A. Barcarolo, G. Oger, and D. Le Touzé. Adaptive particle refinement and derefinement applied to Smoothed Particle Hydrodynamics method. *Journal of Computational Physics*, 273:640–657, 2014.
- A.J.C. Crespo, J.M. Domínguez, B.D. Rogers, M. Gómez-Gesteira S. Longshaw, R. Canelas, R. Vacondio, A. Barreiro and O. García-Feal, “DualSPHysics: open-source parallel CFD solver on Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH)”, *Computer Physics Communications*, 187: 204-216, 2015
- M. Lastiwka., N. Quinlan, and M. Basa. Adaptive particle distribution for smoothed particle hydrodynamics. *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, 47: 1403–1409, 2005
- P. Omidvar, P. K. Stansby, and B. D. Rogers. Wave body interaction in 2D using Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) with variable particle mass. *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, 68:686-705, 2011
- F. Spreng, D. Schnabel, A. Mueller, P. Eberhard. A local adaptive discretization algorithm for Smoothed Particle Hydrodynamics. *Computational Particle Mechanics*, 1 (2):131-145, 2014.
- R. Vacondio, B. Rogers, P. Stansby, P. Mignosa, and J. Feldman. Variable resolution for SPH: A dynamic particle coalescing and splitting scheme. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 256(0):132 – 148, 2013.
- R. Vacondio, B. Rogers, P. Stansby, P. Mignosa Variable resolution for SPH in three dimensions: Towards optimal splitting and coalescing for dynamic adaptivity. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 300:442 – 460, 2016.

HYDRODYNAMIC FLOW STRUCTURES AT AN OBSTRUCTED-UNOBSTRUCTED INTERFACE IN A PARTIALLY VEGETATED CHANNEL

Mouldi Ben Meftah¹, Francesca De Serio¹, Daniela Malcangio¹ & Michele Mossa¹

(1) Department of Civil, Environmental, Building Engineering and Chemistry, Technical University of Bari, Via E. Orabona 4, 70125 Bari, Italy

KEY POINTS

- In this manuscript we focus on the study of flow structures in a channel partially obstructed by an array of equi-spaced, vertical, rigid, emergent, circular steel cylinders
- Emergent vegetation strongly affects the flow hydrodynamic structures, forming a transversal abrupt velocity-transition region at the interface between the obstructed and the unobstructed domains
- A modified log-law predicting the representative transversal profile of the mean flow velocity at the obstructed-unobstructed interface is proposed and validated

1 INTRODUCTION

Aquatic plants/macrophytes usually play a number of roles in the environment dynamic equilibrium, i.e., water purification, transport and dispersion of nutrients and tracers, providing habitat for wildlife, flood control, transfer of oxygen, carbon sink and streambed and bank/shoreline stability. The aquatic vegetation in a natural environment is characterized by multiple aspects (e.g., submerged/emerged, rigid/flexible, leafed/leafless, have branches/rods, high/low density) and can occupy the entire width or a portion of a waterway, reflecting a number of complex phenomena. Therefore, a good knowledge of the physical interaction between a flowing fluid and an aquatic vegetation is required to promote best environmental management practice.

At the obstructed-unobstructed interface in an open channel flow partially obstructed by an array of cylinders/vegetation, the transfer of momentum takes the form of an apparent shear stress (Naot *et al.*, 1996; White & Nepf, 2007; Ben Meftah *et al.*, 2014; Ben Meftah & Mossa, 2015). White & Nepf (2007, 2008) carried out detailed 2D flow velocity measurements using a Laser Doppler Velocimeter (LDV) in a 1.2 m wide, 13 m long flume, partially obstructed with a 0.4 m wide array of wooden, emergent, circular cylinders of three different volume densities ($\phi = \pi ad/4 = 0.02, 0.045$ and 0.10), where a is the total frontal area per unit array and d is the cylinder diameter. The authors observed that at the interface between the obstructed and the unobstructed domains a shear layer is found, possessing two distinct length scales: (i) an inner-layer thickness set by the array resistance, (ii) a wider outer region, which resembles a boundary layer, has a width set by the water depth and bottom friction. The authors argued that the interfacial Reynolds shear stress approximately balances the array resistance in the sharp transition region across the interface. While, in the boundary layer outside the array, the shear stress approximately balances the pressure gradient from the free-surface slope. According to the authors, as the flow develops, the peak of the Reynolds stress shifts toward the interface and becomes more pronounced. Moreover, they observed that this peak in the equilibrium Reynolds stress profile coincides with the velocity inflection point, which is within 1-2 cm of the array edge and it is a point of high energy production.

White & Nepf (2007, 2008) assumed that the shear layer is unaffected by the vegetation/cylinders array, which is not always valid. The free shear layer, formed at the interface, is subjected to transversal motion and may be shifted (increase of its width) away from the geometrical edge of the obstructed area (e.g., Naot *et al.*, 1996; Ben Meftah *et al.*, 2014; Ben Meftah & Mossa, 2015). The longitudinal vorticity source, which is attenuated within the obstructed domain, increases externally leading to an overall increase of the effects of the secondary velocities (Naot *et al.*, 1996). In the unobstructed flow region, flow features resemble those of the boundary layer, whereas in the obstructed region the flow has the features of “porous obstructions” (Huai *et al.*, 2011; Ben Meftah *et al.*, 2014).

This paper summarizes how an emergent, vertical, rigid aquatic plants, which partially obstruct a channel

cross flow (Figure 1), can influence the flow hydrodynamic structures. The similarity in feature of the flow distribution as a boundary layer has led to adapting the universal law of the wall, modified by *Nikuradse* (1933) as presented in eq. (1), to describe the transversal profile of the mean flow velocity.

$$\frac{U}{u^*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{y - y_m}{k_s} \right) + C \quad (1)$$

where U is the local time-averaged velocity, u^* is the friction velocity, κ is the Von Karman's constant, y is the transversal coordinate, y_m is defined as a zero plane displacement of the logarithmic profile, k_s is an equivalent sand roughness and C is the integration constant.

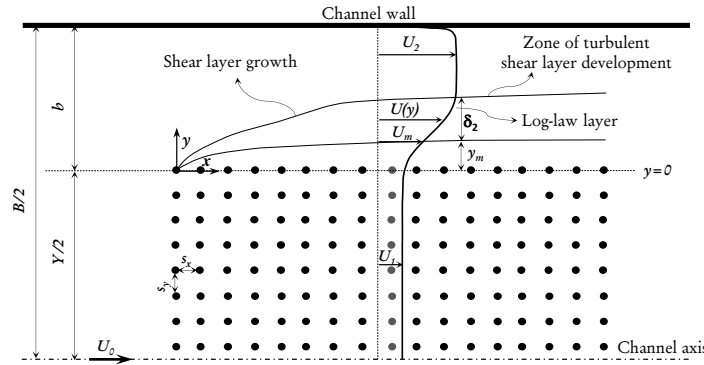


Figure 1. Problem description at the interface between the obstructed and the unobstructed domains. Note: B is the channel width, U_m is the flow velocity at y_m , U_0 is the inlet mean channel velocity upstream of the vegetation canopy, U_l is the velocity inside the canopy region (defined as a time and spatially average pore velocity) and U_2 is the maximum velocity (almost constant) in the unobstructed domain. δ_2 is the shear layer width, defined as the distance between the transversal position at y_m and the position where $U(y)$ is equal to $0.99U_2$.

The experimental runs were carried out in a smooth horizontal rectangular channel at the Coastal Engineering Laboratory (L.I.C.) of the Department of Civil, Environmental, Building Engineering and Chemistry at the Technical University of Bari, Italy. The channel consisted of a base and lateral walls made of glass. The channel is 15m long, 4m large and 0.4m deep. Additional details concerning the channel setup can be found elsewhere in *Ben Meftah et al.* (2007, 2008) and *Ben Meftah et al.* (2010).

The model array was constructed of vertical, rigid, circular and threaded steel cylinders. Cylinders were arranged regularly and spaced longitudinally, s_x , and transversally, s_y , as $s_x = s_y = 5.0\text{cm}$, giving a density, n , of 400 cylinders/ m^2 . The flow velocity components were accurately measured using a 3D Acoustic Doppler Velocimeter (ADV); Vectrino manufactured by Nortek.

In this study, special attention is given to understand the effect of the obstructed width ratio (contraction ratio), defined as the ratio of the obstructed area width to the width of the unobstructed area, $C_r = (Y/2)/b$, on the flow structures, where Y is the full width of the obstructed area and b is the width of the unobstructed area (open area). A large series of experiments was carried out with four different values of C_r . The initial experimental conditions and some parameters of the investigated runs are illustrated in Table 1. Herein H is the flow depth, $Re_0 = U_0H/\nu$ is the inlet Reynolds number, $Re_2 = U_2H/\nu$ is the Reynolds number in the unobstructed area and ν is the kinematic water viscosity.

The transversal profiles of the measured flow mean velocity clearly show the development of a shear layer at the interface between the obstructed and the unobstructed flow areas. The experimental results indicate a strong effect of the width ratio C_r and the Reynolds number Re_2 on the flow hydrodynamic structures, i.e., the width of the shear layer δ_2 , the characteristic hydrodynamic roughness height k_s , the zero plane displacement y_m , the flow velocities U_2 and U_m . Data analysis shows a negligible effect of the Reynolds number Re_0 compared to C_r - and Re_2 -effects (Figure 2). In the present study, it was observed that, after determining y_m (determined experimentally based on the linearity of the measured streamwise velocity profile in semi-logarithmic coordinates) the von Karman coefficient associated with the measured velocity

profiles (eq. 1) is significantly different than the standard values (0.4) reported for flows over smooth and rough walls. In order to make all the profiles collapse into a single curve, Eq. (1) can be written as.

$$\frac{U}{u^*} = \frac{\alpha}{\kappa} \ln \left(\frac{y - y_m}{k_s} \right) + C \quad (2)$$

Runs	C_r (-)	H (cm)	U_0 (cm/s)	y_m (cm)	U_m (cm/s)	δ_2 (cm)	U_2 (cm/s)	Re_0 (-)	Re_2 (-)	u^* (cm/s)	K_s (cm/s)
R0	3.21	28	8.93	1.87	8.567	28.02	18.17	20313	41341	1.30	7.56
R1	3.21	25	10.00	2.9	7.12	22.59	21.79	25000	54482	1.18	5.13
R2	3.21	22	11.36	2.4	9.04	25.50	24.81	18125	39567	1.34	4.87
R3	3.21	18	13.89	2.47	11.08	25.49	30.94	21250	47334	1.34	3.91
R4	3.21	14	17.86	1.89	14.74	24.81	38.53	21875	47193	1.46	2.98
R5	3.21	12	20.83	2.48	15.60	24.43	43.05	20625	42622	1.60	3.47
R6	1.05	28	8.93	3.14	4.79	44.65	15.29	20313	34773	1.00	10.21
R7	1.05	25	10.00	4.11	5.73	39.49	16.79	20188	33890	0.95	8.69
R8	1.05	22	11.36	4.5	6.71	35.35	18.94	20250	33747	0.95	7.42
R9	1.05	18	13.89	4.6	8.39	36.70	23.46	20375	34414	0.89	5.79
R10	1.05	14	17.86	3.79	11.01	34.95	30.98	20625	35784	0.89	4.25
R11	0.36	14	17.86	7.01	9.94	32.10	26.65	20813	31055	1.55	10.10
R12	0.36	12	20.83	6.83	11.73	32.91	31.95	21500	32970	1.61	8.64
R13	0.36	18	13.89	6.02	7.13	43.63	19.79	21125	30097	1.18	10.34
R14	0.36	22	11.36	5.82	5.66	35.98	15.52	21375	29197	1.05	12.15
R15	0.36	25	10.00	4.85	4.55	44.09	13.47	21563	29050	1.10	17.77
R16	0.16	25	10.00	2.35	3.79	36.76	11.85	20375	24152	1.38	33.66
R17	0.16	18	13.89	3.14	6.06	34.49	18.32	20813	27449	1.84	21.31
R18	0.16	12	20.83	3.99	10.09	26.94	29.22	21250	29803	2.24	10.67
R19	0.16	28	8.93	2.45	3.84	40.98	11.06	21563	26706	1.30	38.05

Table 1. Initial experimental conditions and some parameters of the investigated runs.

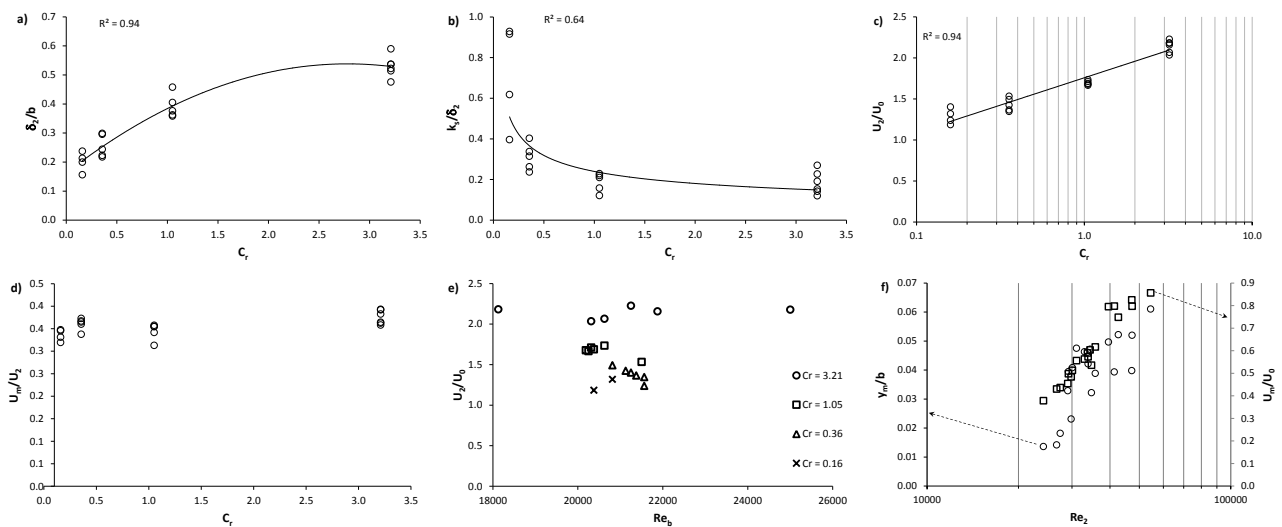


Figure 2. Effect of C_r on the flow structure, a) on of the shear layer δ_2 , b) on the characteristic hydraulic roughness parameter k_s , c) and d) on the flow velocities U_2 and U_m , e) effect of Re_0 and f) effect of Re_2 .

where α is a coefficient to be determined experimentally. Figures 3 a) and b) illustrate the trend of α as a function of $(U_2 - U_m)/u^*$ and the U^+ as function of $(y^+)^{\alpha}$, respectively, where $U^+ = U/u^*$ and $y^+ = (y - y_m)/k_s$. Finally, a series of empirical equations to predict the different flow parameters is proposed:

$$\frac{\delta_2}{b} = 0.241C_r^2 + 0.27C_r + 0.167 \quad (3)$$

$$\frac{U_m}{U_2} \approx 0.35 \quad (6)$$

$$\frac{k_s}{\delta_2} = 0.24C_r^{0.41} \quad (4)$$

$$\frac{y_m}{b} = 0.047 \ln(Re_2) - 0.452 \quad (7)$$

$$\frac{U_2}{U_0} = 0.289 \ln C_r + 1.758 \quad (5)$$

$$\alpha = 0.23 \left(\frac{U_2 - U_m}{u^*} \right) \quad (8)$$

Table 2. Empirical equations to predict the different flow parameters.

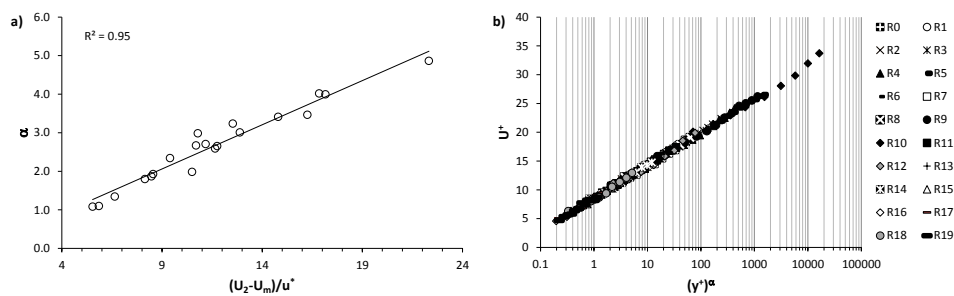


Figure 2. Modified log-law of the transversal profiles of the mean flow velocity, a) α trend as a function of $(U_2 - U_m)/u^*$, b) plot of eq.(2).

REFERENCES

- Ben Meftah, M., De Serio, F., Mossa, M. & Pollio, A. Experimental study of recirculating flows generated by lateral shock waves in very large channels. *Environ. Fluid Mech.*, 2008, 8 (6), 215-238.
- Ben Meftah, M., De Serio, F., Mossa, M. & Pollio, A. Analysis of the velocity field in a large rectangular channel with lateral shock wave. *Environ. Fluid Mech.*, 2007, 7 (6), 519-536.
- Ben Meftah, M., Mossa, M. & Pollio, A. Considerations on shock wave/boundary layer interaction in undular hydraulic jumps in horizontal channels with a very high aspect ratio. *Eur. J. Mech. B/Fluids*, 2010, 29, 415-429.
- Ben Meftah, M. & Mossa, M. Prediction of channel flow characteristics through square arrays of emergent cylinders. *Phys. Fluids*, 2013, 25 (4), 045102, 1-21.
- Ben Meftah, M., De Serio, F. & Mossa, M. Hydrodynamic behavior in the outer shear layer of partly obstructed open channels, *Phys. Fluids*, 2014, 26 (6), 065102, 1-19.
- Ben Meftah, M. & Mossa, M. A modified log-law of flow velocity distribution in partly obstructed open channels, *Environ. Fluid Mech.*, 2015, First online: 21 December, 1-27.
- Huai, W., Geng, C., Zeng, Y., Yang & Z. Analytical solutions for transverse distributions of stream-wise velocity in turbulent flow in rectangular channel with partial vegetation, *Appl. Math. Mech. -Engl. Ed.*, 2011, 32 (4), 459-468.
- Naot, D., Nezu, I. & Nakagawa, H. Hydrodynamic behavior of partly vegetated open channels, *J. Hydraul. Eng.* 1996, 122 (11), 625-633.
- Nikuradse, J. *Stromungsgesetze in rauhen Rohren*. Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Forschungsheft 361, VDI Verlag, Berlin, Germany, (English translation: *Laws of flow in rough pipes*, NACA TM 1292, 1950), 1933.
- White, B.L. & Nepf, H.M. Shear instability and coherent structures in shallow flow adjacent to a porous layer, *J. Fluid Mech.*, 2007, 593 (12), 1-32.
- White, B.L. & Nepf, H.M. A vortex-based model of velocity and shear stress in a partially vegetated shallow channel, *Water Resour. Res.*, 2008, 44 (1), W01412, 1-15.

INFLUENZA DELLA FORMA DEL TETTO E DELLA POSIZIONE DEL COMIGNOLO SULLA QUALITÀ DELL'ARIA NEL CANYON URBANO

S. Ferrari¹, M. Garau¹, A. Seoni¹, M.G. Badas¹, G. Querzoli¹

(1) DICAAR - Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettura, Università degli studi di Cagliari

ASPETTI CHIAVE

- Studio dell'influenza della forma del tetto e della posizione e altezza del comignolo sull'accumulo di contaminanti in un canyon urbano.
- Misura in laboratorio dei campi di velocità e di concentrazione attraverso l'utilizzo delle tecniche di analisi di immagine non intrusive Feature Tracking Velocimetry e Light Induced Visualization.
- Al diminuire dell'altezza del comignolo, la concentrazione all'interno del canyon aumenta in tutti i casi analizzati, tranne che nel caso del comignolo con altezza inferiore al colmo del tetto posizionato nella falda di monte.

1 INTRODUZIONE

La maggior parte della popolazione mondiale risiede oggi in centri urbani di grandi dimensioni. Tali agglomerati costituiscono sorgenti di calore e d'inquinanti, il cui accumulo può far sì che si registrino spesso valori preoccupanti o dannosi per l'ambiente e gli abitanti. Tra le principali cause s'individuano il traffico veicolare e i sistemi di riscaldamento. Gli elementi che destano particolare preoccupazione sono il PM₁₀ ed il PM_{2.5}, ma anche altre sostanze quali l'ozono (O₃) a livello del suolo, il biossido di azoto (NO₂), gli idrocarburi cancerogeni come il benzopirene (BaP), (IHME, 2013; IPCC 2014). La dispersione di un contaminante dipende da tipologia e quantità di rilascio in atmosfera oltre che dal campo di moto in cui esso si trova immerso. Risulta quindi di fondamentale importanza la comprensione della dinamica dei flussi in ambiente urbano. In particolare, è noto come la geometria degli edifici abbia influenza rilevante sulla ventilazione, ovvero sulla capacità di scambio d'aria tra il canyon e l'atmosfera libera (Rafaidilis, 1997; Yassin, 2011; Takano & Moonen, 2013; Xie, Huang & Wang, 2015) e, di conseguenza, sulla qualità dell'aria. L'effetto apportato dall'inclinazione delle coperture degli edifici e della posizione del comignolo, è uno degli aspetti non ancora sufficientemente studiati. Il presente lavoro intende contribuire, attraverso uno studio sperimentale in laboratorio, al miglioramento delle conoscenze su questi aspetti del fenomeno.

2 MATERIALI E METODI

Le prove sono state svolte per mezzo di un canale ad acqua di sezione 400 x 500 mm² e di lunghezza pari ad 8 m. Con l'intento di ottenere il profilo logaritmico di velocità, tipico dello strato limite atmosferico, e una turbolenza pienamente sviluppata, in testa al canale è stata posizionata una griglia a maglie quadrate, spessa 80 mm, di sezione pari a quella del canale e, sul fondo, sono stati posti una serie di pannelli con pietre di diametro equivalente $d_e \approx 0.5$ cm per una lunghezza complessiva di 3 m. Il profilo di velocità così ottenuto è stato validato, in termini di quantità medie e turbolente, con i dati di letteratura (Farell & Iyenga, 1999). L'ambiente urbano è stato modellato come un allineamento di 20 edifici bidimensionali identici, con corpo di sezione 20 x 20 mm² e tetto piano o a doppia falda di inclinazione pari a 45°, come riportato in figura 1.



Figura 1. Nel pannello (a) serie di edifici con tetto piano, utilizzati per gli esperimenti in laboratorio; nel pannello (b) serie di edifici con tetto inclinato di 45°; nel pannello (c) geometria degli edifici e nomenclatura utilizzata.

La sezione del corpo degli edifici, considerando l'altezza di gronda $H = 20$ mm, è stata scelta in modo da avvicinarsi al valore ottimale del fattore di ostruzione (rapporto tra l'altezza dell'ostacolo e quella totale del canale) che, come suggerito da *Blocken* (2015), non dovrebbe superare il valore del 3%. Le analisi dei campi sono state condotte per rapporto tra larghezza del canyon urbano, W , ed altezza di gronda $W/H = 1$, cioè in regime di *skimming flow* secondo la classificazione di *Oke* (1998). Le misure sono state condotte nel XVII canyon, in modo da ottenere un flusso pienamente sviluppato. La portata nel canale di vetro è stata regolata al fine di ottenere un numero di Reynolds, calcolato all'altezza dell'edificio $Re = U_H H / \nu$, che rispetti la condizione suggerita da *Hoydysh*, (1974), $Re > 3400$, per garantire la condizione di flusso turbolento in atmosfera. Il valore ottenuto è pari a $Re = 4600$.

Come tracciante, per simulare il rilascio di inquinante da sorgente puntuale in atmosfera, è stato utilizzato TiO_2 (biossido di titanio), contenuto in un circuito idraulico chiuso a carico costante e rilasciato nel flusso con concentrazione C_0 attraverso un comignolo di altezza h (Fig. 1c), con velocità trascurabile rispetto a quella del flusso incidente. Sono state studiate 9 configurazioni, facendo variare la posizione del comignolo sull'edificio di monte (falda di monte e falda di valle) e la sua altezza, secondo i valori $h/H = 0.25$ (comignolo più basso del colmo del tetto a falde), $h/H = 0.5$, (comignolo con altezza pari al colmo del tetto a falde) e $h/H = 0.75$ (comignolo più alto del colmo del tetto a falde).

L'apparato strumentale per le misure dei campi di velocità e concentrazione (Fig. 2a), si compone di un laser allo stato solido a luce continua verde (532 nm), uno specchio per la riflessione del raggio laser ed una telecamera ad alta velocità. Le riprese sono state effettuate ad una risoluzione di 2240×1760 px, alla frequenza di 200 Hz e tempi di esposizione di 3 ms per le velocità e di 1.5 ms per le concentrazioni. Per le misure dei campi di velocità e concentrazione, sono state impiegate tecniche di analisi d'immagine. Nel caso della velocità si è utilizzata la FTV (Feature Tracking Velocimetry) che si è rivelata essere più adatta della PIV per flussi con elevati gradienti di velocità (*Ferrari et al.*, 2014).

Per i campi di concentrazione ci si è affidati alla LIV (Light Induced Visualization), tecnica simile alla LIF (Light Induced Fluorescence), in cui il tracciante assorbe la luce ad una determinata lunghezza d'onda e la riemette su tutto lo spettro, anziché su una singola lunghezza d'onda come avviene nella LIF (Fig. 2b).

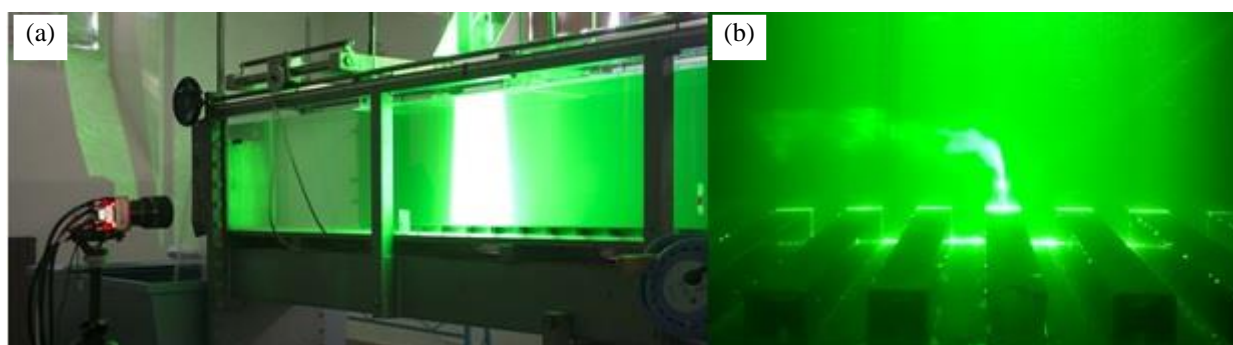


Figura 2. Nel pannello (a) è riportata la strumentazione utilizzata per l'acquisizione delle immagini; nel pannello (b) è riportato un esempio di registrazione per le prove di concentrazione: edifici con tetto piano, comignolo $h = 0.75 H$, immissione di TiO_2 .

3 RISULTATI

Sono stati analizzati i campi di velocità, per studiare le caratteristiche della turbolenza (sforzi di Reynolds, varianza, intensità turbolenta) e i campi di concentrazione d'inquinante (media e varianza). Per ragioni di sintesi l'analisi è qui focalizzata sui solo campi di concentrazione, al fine di valutare la distribuzione del contaminante nelle 9 configurazioni. In figura 3 sono riportati alcuni esempi di concentrazione, normalizzata rispetto al valore massimo.

La presenza del tetto piano (Fig. 3a) sembra favorire la diluizione del contaminante, con la zona di accumulo all'interno al canyon che risulta molto meno estesa rispetto agli altri casi. All'aumento dell'altezza del comignolo, la zona di accumulo diminuisce ulteriormente, ma diventa maggiore l'ampiezza del

pennacchio, in quanto sempre meno ostacolato dalla presenza di edifici a valle (Fig. 3b).

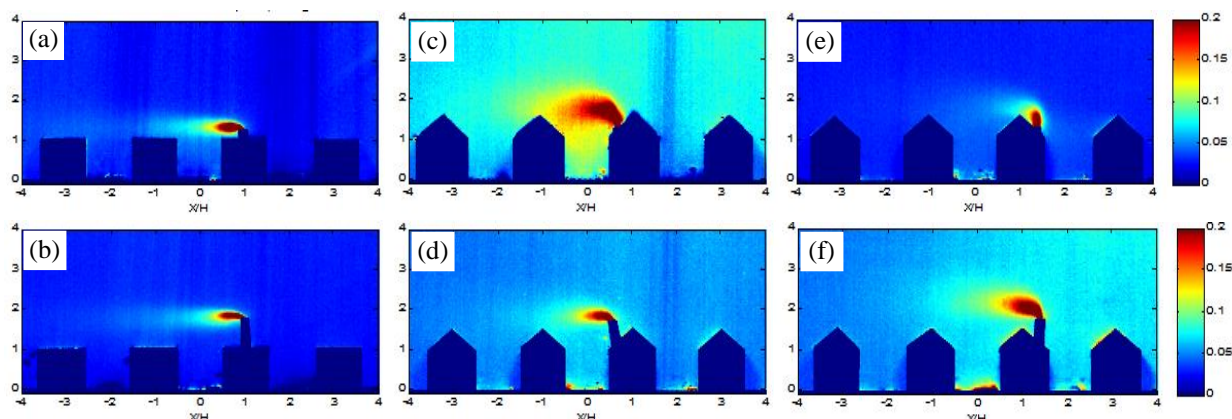


Figura 3. Campi di concentrazione normalizzata rispetto al valore massimo in 6 diverse configurazioni: (a) tetto piano e comignolo $h = 0.25 H$, (b) tetto piano e comignolo $h = 0.75 H$, (c) tetto inclinato di 45° e comignolo a valle $h = 0.25 H$, (d) tetto inclinato di 45° e comignolo a valle $h = 0.75 H$, (e) tetto inclinato di 45° e comignolo a monte di $h = 0.75 H$, (f) tetto inclinato di 45° e comignolo a monte $h = 0.75 H$.

La presenza del tetto a doppia falda, se da una parte garantisce una miglior ventilazione e quindi maggiore turbolenza nella zona alta del canyon, dall'altro incrementa le dimensioni della zona di distacco di vena e, quindi, di richiamo verso l'interno del canyon. Da ciò deriva che, a parità di altezza del comignolo, rispetto al caso con tetto piano, il pennacchio assuma ampiezza maggiore e l'accumulo tra gli edifici sia maggiore. L'analisi dei campi di concentrazione mette in evidenza l'influenza della posizione del comignolo sul comportamento del pennacchio. Considerando la posizione a monte, con altezza $h = 0.25 H$, (Fig. 3e), si nota che, sia il pennacchio, sia la zona di accumulo assumono dimensioni ridotte e il pennacchio rimane prevalentemente intrappolato a monte del colmo del tetto. All'aumentare dell'altezza, per $h = 0.5 H$, il pennacchio, incontrando subito le falde del tetto, viene trascinato all'interno del canyon, e difficilmente riesce ad uscirne, accumulandosi in prossimità del suolo. Per l'altezza massima $h = 0.75 H$ (Fig. 3f) l'immissione di inquinante avviene ad una quota superiore all'edificio e alla zona di richiamo, consentendo al pennacchio di svilupparsi verso l'alto e di disperdersi maggiormente in atmosfera. Lo scenario è invertito se si considera il comignolo posto sulla falda di valle dell'edificio: per altezza minima $h = 0.25 H$ (Fig. 3c) il pennacchio è all'interno della zona di richiamo, per cui si ha importante accumulo nel canyon e nella zona compresa tra i due tetti, facendo registrare lo scenario peggiore tra le diverse configurazioni analizzate. Aumentando l'altezza del comignolo le condizioni migliorano notevolmente fino ad altezza $h = 0.75 H$ (Fig. 3d), per cui l'accumulo interno al canyon è ridotto.

In figura 4 è riportato l'andamento della massima concentrazione C_{\max} misurata all'interno del canyon, normalizzata con la concentrazione al comignolo C_0 , in funzione dell'altezza del comignolo h/H , nelle tre configurazioni testate. I valori relativi al comignolo a valle sul tetto a falde risultano sempre maggiori di quelli nelle altre due configurazioni; questo perché, come illustrato in precedenza, in questa configurazione il pennacchio d'inquinante tende ad essere intrappolato all'interno della zona di ricircolo causata dal distacco della vena fluida, dovuto alla presenza di ostacoli (gli edifici) al flusso. Questa zona di ricircolo ha dimensioni maggiori nel caso del tetto a falde. Al contrario, per i valori maggiori di h/H , cioè 0.5 e 0.75, le concentrazioni minori si riscontrano con il tetto piatto, perché, come mostrato in precedenza, il pennacchio riesce a passare sopra il canyon senza subire un forte richiamo verso l'interno del canyon stesso. Interessante risulta il comportamento della concentrazione nel caso di tetto a falde e comignolo a monte; se, da un lato, per i valori più alti di h/H le concentrazioni tendono ad essere leggermente più basse di quelle del comignolo a valle e decisamente più alte di quelle del tetto piatto, dall'altro, per il valore più basso di h/H , la concentrazione risulta la più bassa. Questo è dovuto al fatto che, come visto in figura 3e, il pennacchio rimane prevalentemente intrappolato a monte del colmo del tetto.

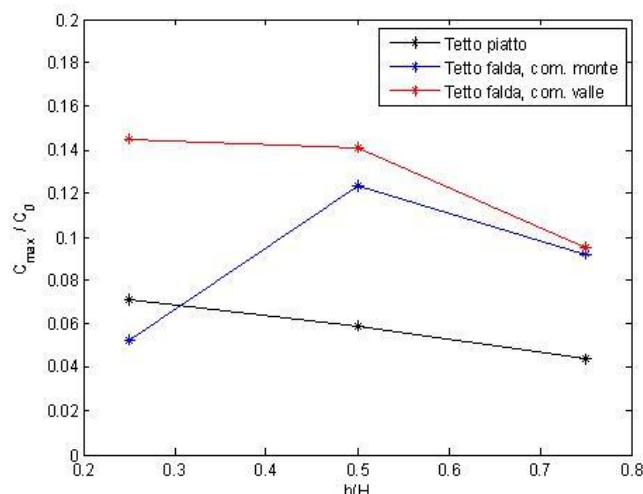


Figura 4. Andamento della concentrazione normalizzata all'interno del canyon in funzione dell'altezza del comignolo per i tre casi: tetto piano e comignolo centrale (linea nera), tetto inclinato di 45° e comignolo a monte (linea blu), tetto inclinato di 45° e comignolo a valle (linea rossa).

4 DISCUSSIONE

In questo studio sperimentale sono stati analizzati i campi di velocità e di concentrazione corrispondenti a 9 configurazioni variabili per inclinazione del tetto degli edifici, altezza e posizione del comignolo sull'edificio. Dai risultati è emerso che la presenza di un tetto a falde inclinate influenza la ventilazione e la capacità di dispersione degli inquinanti. Al diminuire dell'altezza del comignolo la concentrazione all'interno del canyon aumenta in tutti i casi, fatta eccezione per il comignolo $h = 0.25 H$, posizionato nella falda di monte. La configurazione con tetto di inclinazione 45° e comignolo posto nella falda di valle, per tutte le altezze del comignolo, fa registrare i valori di concentrazione normalizzata maggiori rispetto a tutti gli altri casi. L'analisi delle variazioni dei campi di moto e di concentrazione, in particolare modo al suolo ed in prossimità delle pareti degli edifici, è un argomento di particolare interesse per le implicazioni sulla qualità dell'aria in ambiente urbano. I risultati di questo studio forniscono strumenti utili per una corretta pianificazione urbana, volta al miglioramento del comfort e alla salvaguardia della salute dei cittadini.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Takano Y. & Moonen P. On the influence of roof shape on flow and dispersion in an urban street canyon. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 123 107–120, 2013.
- Blocken B. Computational fluid dynamics for urban physics: importance, scales, possibilities, limitations and ten tips and tricks toward accurate and reliable simulations. *Building and Environment* xxx 1-27, 2015.
- Yassin M.F. Impact of height and shape of building roof on air quality in urban street canyons. *Atmospheric Environment*, 2011.
- Hoydysh W.G., Griffiths R.A. & Owaga Y. A Scale Model Study of the Dispersion of Pollution in Street Canyons, Paper presented at the 67th Annual Meeting of the Air Pollution Control Assn., Denver, Colorado, June 9-13 1974.
- Ferrari S., Badas M.G., Besalduch L.A. & Querzoli G. A Feature Tracking Velocimetry technique applied to incline negatively buoyant jets, 17th International Symposium on Applications of Laser Techniques to Fluid Mechanics, Lisbon, Portugal, 07-10 July 2014.
- X. Xie, Z. Huang & J. Wang. Impact of building configuration on air quality in street canyon, *Atmos. Environ.* 39, 2005.
- S. Rafailidis. Influence of Building Areal Density and Roof Shape on the Wind Characteristics Above a Town, *Bound. Layer Meteorol.* 85, 1997.
- Oke T.R. Street design and urban canopy layer climate. *Energy and Buildings*, 11:103-113, 1988.
- Farell C. & Jyengar Arun K.S. Experiments on the wind tunnel simulation of atmospheric boundary layers, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 79 11-35, 1999.

DISCONTINUITÀ DEL FONDO NELL'AMBITO DELLE EQUAZIONI ALLE ACQUE BASSE

Alessandro Valiani¹ & Valerio Caleffi¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Ferrara; via G. Saragat, 1 – 44122 Ferrara

ASPETTI CHIAVE

- Importanza del bilanciamento delle equazioni alle acque basse con termini sorgente dovuti alla batimetria, in presenza di discontinuità della quota del fondo
- Conservazione del carico totale e chiusura del bilancio di quantità di moto nell'attraversamento della discontinuità del fondo, in tutte le possibili configurazioni della corrente
- Confronto con schemi di letteratura, che evidenzia come scelte apparentemente coerenti portino a risultati fisicamente inconsistenti, quali l'aumento del carico totale sulla discontinuità

1 PREMESSA E MOTIVAZIONI DEL LAVORO

La trattazione delle equazioni alle acque basse in presenza di discontinuità del fondo è un problema vivo nell'ambito della modellazione numerica. In particolare, quando la batimetria è una funzione discontinua, la corretta posizione dei bilanci integrali di energia e di quantità di moto è ancora un problema aperto e l'influenza delle scelte operate condiziona significativamente i risultati numerici (Caleffi *et al.*, 2015).

Le tesi contrapposte possono essere ricondotte da un lato ad Alcrudo & Benkhaldoun (2001) e LeFloch & Thanh (2011), dall'altro a Rosatti & Fraccarollo (2006) e Bernetti *et al.* (2008). Nel primo caso l'analisi degli invarianti generalizzati di Riemann del sistema delle leggi di bilancio scritte in forma non conservativa porta ad affermare che il superamento del gradino avviene a portata unitaria costante ed a carico totale costante. Nel secondo caso, invece, ferma restando l'assunzione di portata unitaria costante, viene utilizzato un bilancio integrale di quantità di moto applicato ad un volume di controllo contenente la discontinuità, ipotizzando che la spinta sul gradino possa essere calcolata utilizzando una profondità sul gradino opportunamente definita.

In questo lavoro si prendono in rassegna i vari casi di discontinuità del fondo, sostenendo la tesi che in assenza di resistenze distribuite, la consistenza interna dello schema implichi la costanza della portata specifica e del carico totale sul gradino. Si mostra che tali assunzioni non contraddicono il mantenimento del bilancio integrale di quantità di moto in un intorno del gradino; imporre la soddisfazione di tale bilancio consente di definire quale sia la profondità convenzionale sul gradino, che si può dimostrare essere compresa tra la profondità imposta (a monte o a valle) e la corrispondente ulteriore profondità, determinata imponendo la conservazione del carico totale. Viceversa, si mostra che alcune assunzioni tipiche di letteratura, che si propongono di soddisfare il bilancio integrale di quantità di moto per ottenere automaticamente la dissipazione di carico totale sul gradino, in taluni casi asintoticamente stazionari portano paradossalmente all'acquisizione di carico da parte della corrente.

2 OSSERVAZIONI SULLO SCHEMA ALLE ACQUE BASSE

L'aspetto fondamentale del problema è la comprensione di quale legge di conservazione possa essere applicata e perché. E' ovvio che l'inserimento di una singolarità geometrica nel campo di moto corrisponde ad una sorgente di vorticità e alla conseguente dissipazione di energia meccanica.

Nonostante ciò, ammettere che lo schema classico delle acque basse senza resistenze possa riprodurre questi aspetti è questione differente. L'operazione di integrazione sulla verticale falsa alcuni aspetti della fisica, in particolare la natura dei fenomeni dissipativi viene trasferita da fenomeni di volume a fenomeni di superficie. Il moto reale è sostituito da un moto a pistone a velocità uniforme, che slitta sul fondo. Se sul fondo è applicata una tensione tangenziale, il prodotto tra velocità media e tale tensione è proporzionale alla potenza meccanica per unità di peso dissipata dalla corrente: quando tale tensione è trascurata la potenza dissipata è automaticamente nulla.

L'unico ulteriore meccanismo di dissipazione nello schema alle acque basse è il risalto idraulico, che ha le stesse caratteristiche dello shock non viscoso nella meccanica dei fluidi comprimibili. La conservazione della spinta totale implica necessariamente una dissipazione di energia specifica. In conclusione, nello schema alle acque basse, solo questi due meccanismi di dissipazione sono possibili.

Nei corsi d'acqua a superficie libera reali, l'ulteriore forma di dissipazione di energia, cioè la perdita localizzata per singolarità geometriche, è messa in conto aggiungendo i classici termini di perdita localizzata, esprimibili come prodotto di un coefficiente empirico adimensionale, dipendente dalla geometria del sistema, per l'altezza cinetica della corrente (Chow, 1959).

L'ulteriore ipotesi che viene fatta nel seguito è l'applicabilità della distribuzione idrostatica di pressione su ciascuna verticale, inclusa – convenzionalmente – la sezione sul gradino.

In questo lavoro si mostra che l'imposizione corretta del bilancio di quantità di moto non può utilizzare una definizione "plausibile" della profondità convenzionale *sul* gradino. Viceversa, tale profondità deve essere l'unico valore che consente sia la conservazione del carico totale che la chiusura del bilancio di quantità di moto, in quanto consistente con le proprietà fisco-matematiche delle equazioni alle acque basse.

3 BILANCI MECCANICI SUL GRADINO

Si considera per semplicità un canale rettangolare di larghezza costante. Siano ρ la densità del liquido, g l'accelerazione di gravità, Y la profondità, q la portata specifica, z_b la quota del fondo, E l'energia specifica della corrente, F la spinta totale per unità di larghezza, $H=z_b+E$ il carico totale, Δ l'altezza del gradino, che può essere favorevole od avverso. Le relazioni fondamentali sono:

$$E = Y + \frac{q^2}{2gY^2}; \quad F = \frac{1}{2}\rho g Y^2 + \frac{\rho q^2}{Y} \quad (1)$$

Utilizzando come profondità scala di riferimento la profondità critica, $Y_c=(q^2/g)^{1/3}$, come energia specifica scala l'energia critica, $E_c=(3/2)Y_c$, e come spinta totale scala la spinta critica, $F_c=(3/2)\rho g Y_c^2$, si possono definire la profondità adimensionale, $\eta=Y/Y_c$, l'energia specifica adimensionale, $\Gamma=E/E_c$, la spinta totale adimensionale, $\Phi=F/F_c$, e l'altezza del gradino adimensionale, $\delta=\Delta/Y_c$. Le espressioni fondamentali (1) divengono:

$$\Gamma = \frac{2}{3}\eta + \frac{1}{3}\frac{1}{\eta^2}; \quad \Phi = \frac{1}{3}\eta^2 + \frac{2}{3}\frac{1}{\eta} \quad (2)$$

Nel seguito, il pedice L indica la sezione immediatamente a monte del gradino, il pedice R quella immediatamente a valle (ad esempio, $\Delta = |z_L - z_R|$). Imponendo la conservazione del carico totale sul gradino (il segno + si riferisce a gradino favorevole, il segno – a gradino avverso) si ottiene:

$$\frac{2}{3}\eta_L + \frac{1}{3}\frac{1}{\eta_L^2} \pm \frac{2}{3}\delta = \frac{2}{3}\eta_R + \frac{1}{3}\frac{1}{\eta_R^2} \quad (3)$$

Questo bilancio, a portata costante, prescrive la profondità di monte, assegnata quella di valle (correnti lente); oppure, disgiuntamente, prescrive la profondità di valle, assegnata quella di monte (correnti veloci); salvo nei casi di blocco, che può avvenire per corrente lenta su gradino favorevole o corrente veloce su gradino avverso. Nel primo caso, lo stato di monte sul gradino diviene quello critico e quello di valle di corrente veloce; nel secondo, lo stato di valle è quello critico e quello di monte di corrente lenta.

Imponendo il bilancio integrale di quantità di moto su un volume di controllo delimitato da sezioni immediatamente a monte ed a valle del gradino, ed ammettendo che sul gradino sussista una profondità η_s , misurata a partire dalla quota intermedia $(z_L+z_R)/2$, si ottiene:

$$\frac{1}{3}\eta_L^2 + \frac{2}{3}\frac{1}{\eta_L} \pm \frac{2}{3}\eta_s \delta = \frac{1}{3}\eta_R^2 + \frac{2}{3}\frac{1}{\eta_R} \quad (4)$$

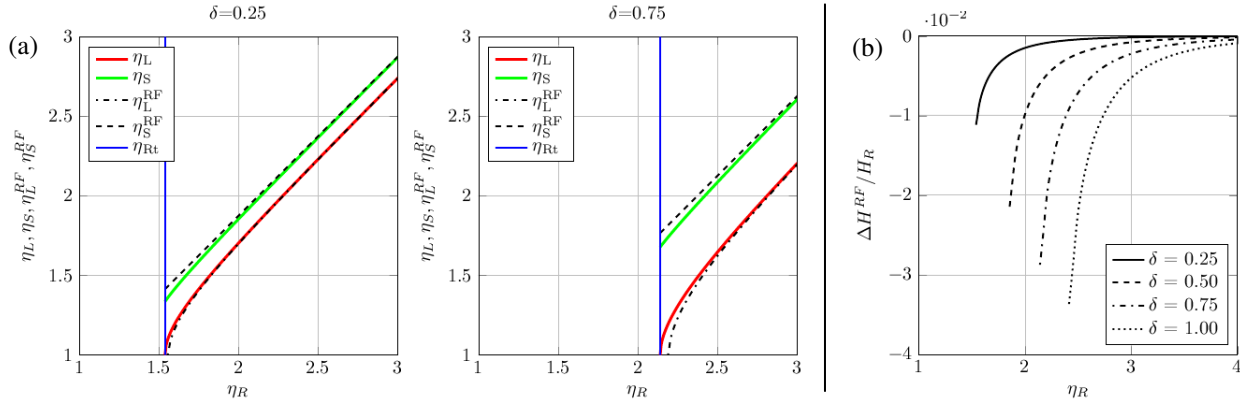


Figura 1. Corrente lenta su gradino favorevole: a) confronto del metodo proposto con il metodo *RF* per diversi valori di δ (η_{Rt} è il valore di soglia affinché non vi sia blocco della corrente); b) dissipazione di energia negativa utilizzando il metodo *RF*.

Si dimostra facilmente che, in tutti i casi possibili, questo valore è intermedio fra gli stati a monte ed a valle del gradino: $\eta_R \leq \eta_S \leq \eta_L$, se $\eta_R \leq \eta_L$; $\eta_L \leq \eta_S \leq \eta_R$, se $\eta_L \leq \eta_R$.

L'analisi della casistica completa viene rimandata ad altra sede per motivi di spazio. Si evidenzia come la scelta adottata in letteratura presenti aspetti delicati, in particolare nei due casi illustrati qui di seguito.

3.1 Corrente lenta su gradino favorevole

Assumiamo come prescritte le condizioni a valle del gradino (η_R, Γ_R, Φ_R). Utilizzando la conservazione del carico totale, si trova il carico specifico a monte dalla relazione $\Gamma_L = \Gamma_R - 2/3 \delta$ e da questa, utilizzando i risultati analitici descritti in *Valiani & Caleffi* (2008), la profondità di corrente lenta corrispondente η_L . La condizione necessaria affinché entrambi le profondità siano di corrente lenta è che: $\Gamma_R \geq 1 + 2/3 \delta$, altrimenti lo stato della corrente è incompatibile con l'attraversamento del gradino.

Nota anche la spinta Φ_L della corrente di monte, la profondità convenzionale sul gradino risulta immediatamente dalla (4), scelto il segno +. Questo valore, intermedio tra η_L ed η_R , è riportato in Fig. 1a.

Utilizzando l'approccio comunemente usato in letteratura (*Rosatti & Fraccarollo, 2006; Bernetti et al., 2008*), per gradino favorevole (l'apice *RF* indica i valori calcolati in accordo con tale metodo), per cui $\eta_S^{RF} = \eta_R - \delta/2$, il valore η_L^{RF} si ricava dall'equazione di terzo grado:

$$\frac{1}{3}(\eta_L^{RF})^2 + \frac{2}{3} \frac{1}{\eta_L^{RF}} = \Phi_R - \frac{2}{3} \delta \left(\eta_R - \frac{1}{2} \delta \right) \quad (5)$$

Tali valori sono confrontati in Fig. 1a con quelli proposti dal presente metodo, in funzione della profondità di valle, nel campo di valori che escludono il blocco della corrente, per differenti valori dell'altezza del gradino. Per valori non distanti dal valore di soglia per il blocco della corrente le differenze non sono trascurabili.

Interessante è analizzare il comportamento del carico totale che si ottiene con questo approccio. Considerando la differenza di carico totale $H_L - H_R$ rapportata al carico totale assegnato a valle:

$$\frac{\Delta H^{RF}}{H_R} = \frac{H_L^{RF} - H_R}{H_R} = \frac{[(2/3)\delta + \Gamma_L^{RF} - \Gamma_R]}{\Gamma_R} \quad (6)$$

Questa grandezza è riportata in Fig. 1b, e mostra una perdita di carico totale negativa sul gradino dell'ordine di $1 \cdot 10^{-2}$ per altezze adimensionali del gradino comprese tra 0 ed 1. Ciò significa un guadagno netto di energia sull'attraversamento, che è chiaramente un paradosso dal punto di vista fisico. Questo significa che scelte apparentemente ragionevoli - e supportate dalla letteratura - della profondità sul gradino possono portare a risultati fisicamente inconsistenti. Un problema analogo si verifica nel caso seguente.

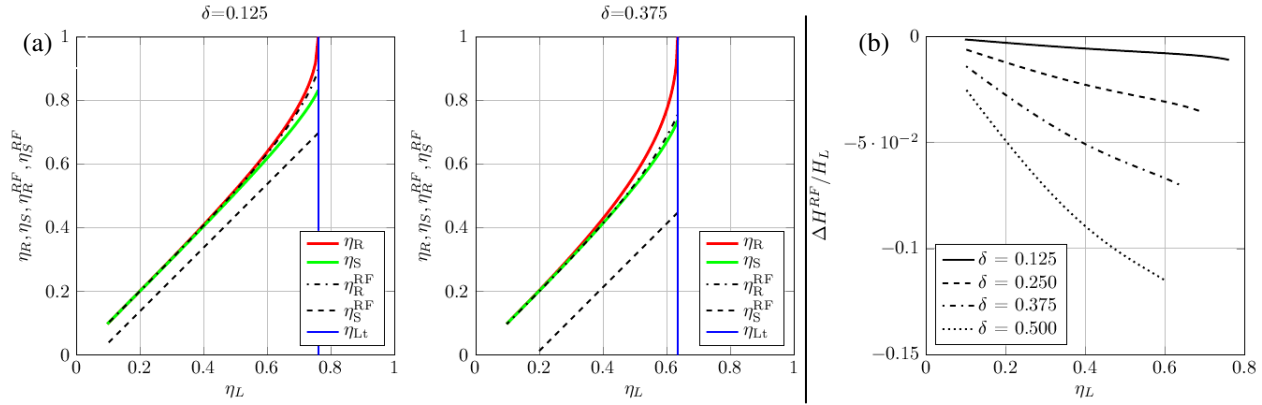


Figura 2. Corrente veloce su gradino avverso: a) confronto del metodo proposto con il metodo *RF* per diversi valori di δ (η_{Lt} è il valore di soglia affinché non vi sia blocco della corrente); b) dissipazione di energia negativa utilizzando il metodo *RF*.

3.2 Corrente veloce su gradino avverso

La trattazione è analoga al caso precedente, salvo che si assumono prescritte le condizioni a monte del gradino. La costanza del carico totale fornisce (fatta salva la condizione di blocco della corrente) le condizioni di valle, ancora di corrente veloce, incluso la spinta totale. Questa consente il calcolo della profondità sul gradino, ancora con la (4), questa volta utilizzando il segno $-$. Questo valore, intermedio tra η_L ed η_R , è riportato in Fig. 2a.

Utilizzando il metodo *RF*, per cui $\eta_S^{RF} = \eta_L - \delta/2$, il valore η_R^{RF} si ricava dall'equazione di terzo grado:

$$\frac{1}{3}(\eta_R^{RF})^2 + \frac{2}{3}\frac{1}{\eta_R^{RF}} = \Phi_L - \frac{2}{3}\delta\left(\eta_L - \frac{1}{2}\delta\right) \quad (7)$$

Tali valori sono confrontati in Fig. 2a con quelli proposti dal presente metodo, in funzione della profondità di monte, nel campo di valori che escludono il blocco della corrente, per differenti valori dell'altezza del gradino.

Il comportamento della differenza di carico totale $H_L - H_R$ rapportata al carico totale assegnato a monte:

$$\frac{\Delta H^{RF}}{H_L} = \frac{H_L - H_R^{RF}}{H_L} = \frac{\Gamma_L - \left[(2/3)\delta + \Gamma_R^{RF}\right]}{\Gamma_L} \quad (8)$$

è riportato in Fig. 2b, e mostra una perdita di carico totale negativa sul gradino dell'ordine di $1 \cdot 10^{-1}$ per altezze adimensionali del gradino comprese tra 0 ed 0.5. Ciò significa un guadagno netto di energia sull'attraversamento, che è chiaramente un paradosso dal punto di vista fisico. Anche in questo caso una scelta inappropriata della profondità sul gradino porta a risultati fisicamente inconsistenti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Alcrudo, F. & Benkhaldoun, F. Exact solutions to the Riemann problem of the shallow water equations with a bottom step, *Computers and Fluids*, 2001, 30 (6), 643-671.
- Bernetti, R., Titarev, V. & Toro, E. Exact solution of the Riemann problem for the shallow water equations with discontinuous bottom geometry, *Journal of Computational Physics*, 2008, 227(6), 3212-3243.
- Caleffi, V., Li, G. & Valiani, A. A comparison between bottom-discontinuity numerical treatments in the DG framework, *Applied Mathematical Modelling*, 2015.
- Chow, V.T. *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill Inc., New York, 1959.
- LeFloch, P.G. & Thanh, M. D. A Godunov-type method for the shallow water equations with discontinuous topography in the resonant regime, *Journal of Computational Physics*, 2011, 230(20), 7631-7660.
- Rosatti, G. & Fraccarollo, L. A well-balanced approach for flows over mobile-bed with high sediment-transport, *Journal of Computational Physics*, 2006, 220, 312-338.
- Valiani, A. & Caleffi, V. Depth-energy and depth-force relationships in open channel flows: Analytical findings, *Advances in Water Resources*, 2008, 31(3), 447-454.

RELATIVE DISPERSION ANALYSIS OF GLAD SURFACE DRIFTERS IN THE GULF OF MEXICO

Agnese Pini¹, Giovanni Leuzzi¹ & Paolo Monti¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli Studi di Roma "La Sapienza, Roma, Italia

KEY POINTS:

- Relative dispersion analysis of the Lagrangian dataset derived from the GLAD drifter campaign in the Gulf of Mexico was computed on pairs derived from actual triplets
- The results show that an exponential growth of the relative dispersion begins and occurs within the first two days of deployment
- The influence of inertial motions should be taken into account in order not to overestimate turbulence diffusivities

1 INTRODUCTION

Dispersion and transport of pollutants in the marine environment are governed by turbulence. Specifically, at the surface boundary layer, dispersion phenomena are determined by the interaction of different forcings as currents, waves and winds. An accurate prediction of pollutant pathways and concentrations is fundamental in the planning of search-and-rescue activities in case of accidental release of pollutants. At present, the study and simulation of dispersion processes is mainly carried out using Lagrangian stochastic models (Monti & Leuzzi, 2010; De Dominicis *et al.*, 2012). In the Lagrangian approach, particle transport is due to an average motion produced by the advection of the mean current field and a fluctuating contribution due the sub-grid scale diffusion. Data obtained from field campaigns realized with drifters is widely used and recognized useful in order to follow the Lagrangian analysis. Drifter trajectories are, in fact, a direct Lagrangian datum, they are representative of whole turbulent dispersion phenomena and reflect all forcing contributions. In particular, drifter campaigns set with a large number of satellite-tracked instruments allow to evaluate turbulence parameters derived from statistical analysis of absolute and relative dispersion. In numerous previous studies (La Casce & Ohlmann, 2003; La Casce, 2008), the absolute and relative dispersion analysis of various dataset was conducted providing a good comprehension of dispersion dynamics for large spatial scales (mesoscale). On the contrary, investigation of turbulence dispersion for smaller spatial and temporal scales remains an open issue.

In the present work the statistical analysis, based on the relative dispersion theory, of the dataset derived from the GLAD campaign in the Gulf of Mexico is conducted in order to obtain turbulence parameters useful to the implementation and development of Lagrangian dispersion models. The analysis was carried out to verify the accordance with the different dispersion regimes known in the literature, focusing on the earliest phase of dispersion. The aim was to confirm the usefulness of Lagrangian experiments realized with satellite-tracked drifters and, at the same time, to highlight advantages and limitations of these campaigns concerning the way they were conducted. In this work, information about the GLAD campaign (release, instruments, data processing) was presented as well as results concerning relative dispersion and diffusivity of the dataset.

2 DATA

The data used in the present work derived from the GLAD campaign conducted in the Gulf of Mexico in 2012 by CARTHE Consortium. The GLAD experiment consisted of deployment of about 300 surface drifters in the northern Gulf of Mexico in the same area (De Soto Canyon) and period of the year when the Deepwater Horizon's accident occurred in 2010. Drifters were released through three different launches within 20 and 31 July 2012 and followed for about three months. For the first two launches (S1 and S2) a S-configuration realized within an area $\sim 8 \times 10$ km and made up of 10 nodes spaced at 2 km was used. Each node of the scheme consisted of nine drifters organized in nested triplets. The S-shaped deployment allowed to obtain a roughly initial distance between drifters of about 100 m and a near-simultaneous release of 90 drifters for each launch. The release duration for the first launch (S1) was ~ 5 h, while for the second one

(S2) was ~ 4 h.

Drifters of the GLAD campaign were CODE-type, similar to those used in the COastal Dynamics Experiment (CODE) in the early 1980s (Davis, 1985), designed to follow the surface circulation in the presence of wind and surface waves, with submerged sails ~ 1 m deep by 1 m wide. Each GLAD drifter was equipped with a SPOT GPS unit programmed to sample position every $\delta t = 316$ s on average, with a nominal position accuracy of 6.4 m. The data positions were collected at 5 min intervals (Poje *et al.*, 2014). Post-processing operations were applied to 5 min-trajectories to eliminate outliers in position, velocity and rotation of drifters. Valid data were spline-interpolated to obtain uniform 5 min interval data then filtered with a Butterworth forth-order low pass with 1-h cut-off period. At last interpolated to 15 min intervals. GLAD dataset, publicly available and used in this work, hence reports: drifter identification number, date, time, position, velocity and estimates errors at 15 min intervals (Ozgokmen, 2012).

3 THEORY

Dispersion and transport of a tracer in a turbulent flow can be studied both through absolute or relative dispersion theory. The dispersion of a pollutant depends on the size of the cloud with respect to the integral time scale of turbulence. Relative dispersion takes into account of this behaviour. In the present work the GLAD dataset was investigated considering the relative dispersion of drifter triplets.

Relative dispersion theory is closely linked to the turbulence theory, it originates from experimental studies of Richardson (1926) in which he observed that the relative diffusivity was scale-dependent as it increases with the plume width. This relation, described by Richardson's Forth-Thirds Power Law was later proved to be consistent with Kolmogorov's turbulence theory.

The relative dispersion (mean square pair separation) gives information about how particles separate as a function of time and is defined as:

$$\langle r^2 \rangle = \frac{1}{N_p} \sum_{i \neq j} (x_i - x_j)^2 + (y_i - y_j)^2 \quad (1)$$

where the sum is over all pairs of particles and N_p is the number of pairs.

The relative diffusivity can be defined as:

$$K = \frac{1}{2} \frac{d}{dt} \langle r^2 \rangle \quad (2)$$

At last, the relative velocity variance (mean square separation velocity) is defined as:

$$\langle v^2(t) \rangle = \frac{1}{N_p} \sum_{i \neq j} (u_i(t) - u_j(t))^2 \quad (3)$$

where u_i and u_j are the individual velocities. It represents the separation velocity of particles pairs undergoing relative dispersion as a function of time.

It is widely known in the literature (La Casce, 2008) that relative dispersion is a function of time and pair separation. As observed by other authors (Koszalka *et al.*, 2009) the relative dispersion as well as diffusivity exhibits different growth phases depending on pair distance. In an initial phase, when pair separations between particles are greatly smaller in size than turbulent eddies that dominate dispersion, the relative dispersion increases exponentially in time and the diffusivity exhibits a quadratic grown. Then, when pair separation increases and is similar in size with the turbulent scales, individual velocities are still correlated but the relative dispersion increases cubically in time, and the relative diffusivity grows as the Richardson's Forth-Third Power Law. At last, when particle separations are larger than the size of dominant eddies, velocities are uncorrelated, the dispersion increases linearly with time and the diffusivity is constant.

4 RESULTS

The relative dispersion analysis of the GLAD dataset was conducted by examining separately the two launches, S1 and S2. Also zonal and meridional directions were distinguished in order to find out a possible anisotropy of the dispersion.

Relative dispersion and diffusivity were directly computed from drifters pairs derived from triplets actually realized in S1 and S2 launches. Each identified triplet, once determined its center of gravity, provided three pairs made up of an actual drifter and its center of gravity at every time step ($\Delta t = 15$ min). This "chance pair" was analytically verified to be in accordance with theoretical relations valid for pairs and allowed to obtain smaller initial separation distance (~ 31 m and ~ 18 m for pairs of S1 launch in zonal and meridional direction respectively, ~ 48 m and ~ 36 m for S2 launch in zonal direction and meridional direction). The entire flying time of the GLAD dataset was investigated (~ 50 days for S1 launch, ~ 80 days for S2 launch), considering different time intervals in order to catch different dispersion regimes. The focus was carried out on the first 25 days of the trajectory development to guarantee a fair density of data. From the release up to day 10, 84 pairs for S1 statistics and 84 pairs for S2 statistics were available, then pairs decrease up to 48 for the S1 launch and to 78 for the S2 one until day 25.

Relative dispersion is presented in Fig.1, results for S1 and S2 launches both zonal and meridional directions are shown in panel (a). In panel (b) the relative dispersion is highlighted for zonal direction and both launches for the first two days of deployment. In this initial phase the dispersion exhibits an exponential growth, as shown by the exponential curve which well fits both curves. This result, differently from previous works (*La Casce & Ohlmann, 2003; Koszalka et al., 2009*), confirms quantitatively that the dispersion exponential growth begins and occurs within these first two days. In panel (c) the relative dispersion growth is pointed out, for S1 and S2 launches in the zonal direction, from day 2 up to the last day considered. In this phase the relative dispersion shows a cubic growth with time that evidences the occurrence of the Richardson's regime. These results are similar to what observed by *La Casce & Ohlmann (2003)* except for the best-fit exponent of the power-law that was here found of about 3.1 instead of about 2.2. Furthermore, in the time period considered, it was not found the evidence of a dispersion growth decrease to a linearly growth with time as predicted for the diffusive regime.

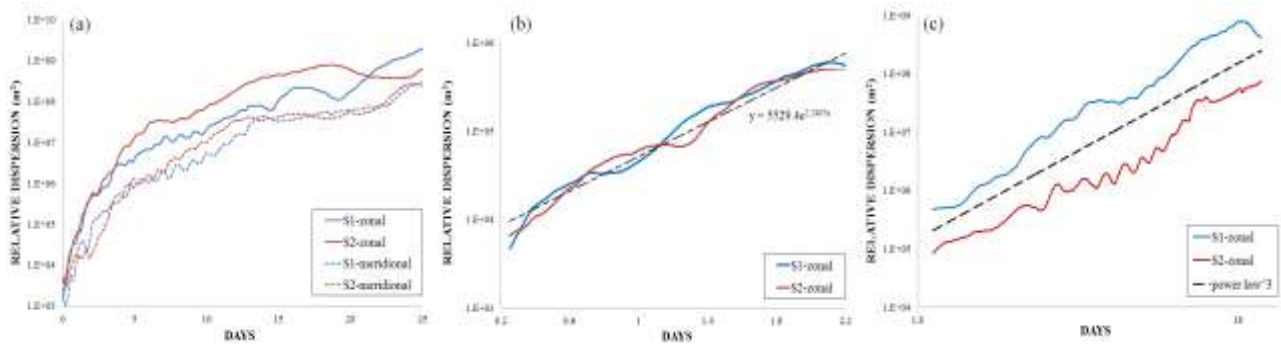


Figure 1 : relative dispersion for S1 (blue) and S2 (red) launch in zonal (solid) and meridional (pointed) direction, panel (a); relative dispersion for S1 (blue) and S2 (red) launch in the zonal direction for the first two days in panel (b) and from day 2 up to day 22 in panel (c).

Relative diffusivity is presented in Fig. 2. Results for the zonal direction of both launches are shown in panel (a) referring to the first 25 days; in panel (b) and (c) for the first two days of deployment and from day 2 up to day 25, respectively. During the initial phase the relative diffusivity presents a nearly quadratic growth as a function of the average pair distance of the drifters. In contrast, in the subsequent phase, when relative dispersion was found to increase cubically with time, the relative diffusivity grows nearly as Richardson's Forth-Third Power Law. This results is similar to what observed by other authors in different domains (*La Casce, 2008; Koszalka et al., 2009*).

The relative velocity variance (not shown) exhibits a linear growth with pair separation distance.

All the turbulence parameters inferred by the GLAD dataset analysis show the clear influence of inertial oscillations. Investigation of the possible dispersive contribution of these motions is a crucial issue for both numerical and experimental studies, as it is at present unclear and requires further study.

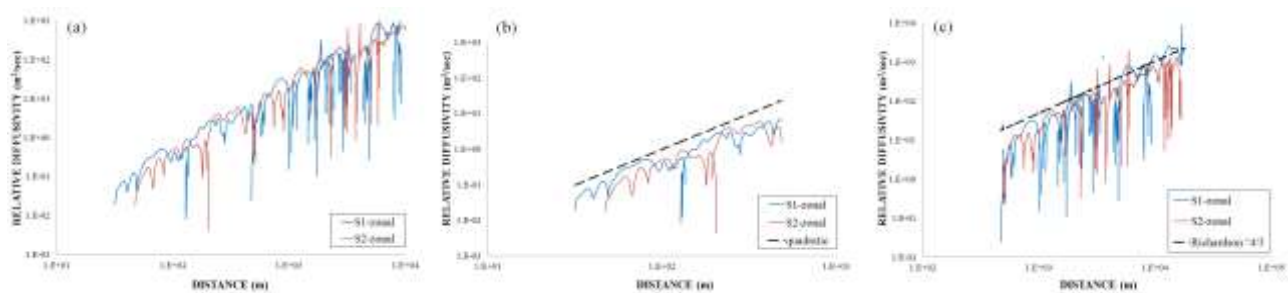


Figure 2 : relative diffusivity vs. pair distance for S1 (blue) and S2 (red) launch in zonal direction in panel (a); relative diffusivity for S1 (blue) and S2 (red) launch in the zonal direction for the first two days in panel (b) and from day 2 up to day 22 in panel (c).

5 CONCLUSIONS

In the present work the statistical analysis of the GLAD experiment dataset was conducted focusing on the pair dispersion of drifters. The principal aim was to confirm the usefulness of Lagrangian experiments as tools of analysis in the study of turbulence and dispersion. Specifically it is worth noting the value added by the way the GLAD campaign was conducted. The near-simultaneous release of such a large number of instruments allowed to investigate smaller turbulence scales otherwise detectable. The choice to evaluate dispersion through the relative approach allowed to focus on sub-mesoscale turbulence that, at present, is not completely clear and resolved. We carried out the analysis of the dataset in order to obtain estimates of the relative dispersion, the relative diffusivity and the relative velocity variance. Statistics were computed over all the pairs (drifter-triplet center of gravity) deduced from S1 and S2 triplets. Experimental observations were compared with the dispersion regimes predicted by the relative dispersion theory. Different growth regimes with related time scales and growth's laws were pointed out. The presence and influence of inertial motions on turbulence parameters was observed. This suggests the need for further analysis in order to properly take into account the dispersive contribution of these motions in numerical modelling as well as to evaluate algorithms, efficiently and physically based, for filtering inertial oscillations. This could allow to catch in the experimental data smaller turbulence structures whose contribution to dispersion is otherwise shaded by the inertial motion.

REFERENCES

- Monti, P. & Leuzzi, G. Lagrangian models of dispersion in marine environment, *Environ. Fluid. Mech.*, 2010, 10, pp.637-656.
- De Dominicis, M., Leuzzi, G., Monti, P., Pinardi, N. & Poulain, P. M. Eddy diffusivity derived from drifter data for dispersion model applications, *Ocean. Dynam.*, 2012, 62, pp.1381-1398.
- La Casce, J. H. & Ohlmann, C. Relative dispersion at the surface of the Gulf of Mexico, *J. Mar. Res.*, 2003, 61, pp. 285-312.
- La Casce, J. H. Statistics from Lagrangian observations, *Progr. Oceanogr.*, 2008, 77, pp.1-29.
- Davis, R. E. Drifter observations of coastal surface currents during CODE: the method and descriptive view, *J. Geophys. Res.*, 1985, 90, pp.4741-4755.
- Poje, A. C., Ozgokmen, T. M., Lipphardt, B. L., Haus, B. K., Ryan, E. H., Haza, A. C., Jacobs, G. A., Reniers, A. J. H. M., Olascoaga, M. J., Novelli, G., Griffa, A., Beron-Vera, F. J., Chen, S.S., Coelho, E., Hogan, P. J., Kirwan, A. D., Huntley, H. S. & Mariano, A.J. Submesoscale dispersion in the vicinity of the *Deepwater Horizon* spill, *Proc. Natl. Acad. Sci. U.S.A.*, 2014, 111, pp. 12693-12698.
- Ozgokmen, T. CARTHE: GLAD experiment CODE-style drifter trajectories (low-pass filtered, 15-min interval records), northern Gulf of Mexico near DeSoto Canyon, July-October 2012, Gulf of Mexico Research Initiative, 10.7266/N7VD6WC8. Available at <https://data.gulfresearchinitiative.org/data/R1.x134.073:0004>, 2012.
- Richardson, L. F., Atmospheric diffusion on a distance-neighbour graph, *Proc. R. Soc. Lond. A*, 1926, 110, pp. 709-737.
- Koszalka, I., La Casce, J. H., Orvik, K. A. Relative dispersion in the Nordic Seas, *J. Mar. Res.*, 2009, 67, pp. 411-433.

SEGREGAZIONE IN FLUSSI GRANULARI

Michele Larcher¹ & James T. Jenkins²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Università degli Studi di Trento; (2) School of Civil and Environmental Engineering, Cornell University

ASPETTI CHIAVE

- Si propone un approccio teorico per lo studio dell'evoluzione nello spazio e nel tempo dei profili di concentrazione in miscele bimodali di sfere che differiscono per dimensione e/o densità.
- La teoria si fonda unicamente sulle proprietà meccaniche delle particelle solide, senza la necessità di calibrare parametri non fisicamente basati.
- La teoria predice con buona approssimazione i risultati di esperimenti di laboratorio e di simulazioni matematiche agli elementi discreti.

1 PREMESSA

Larcher & Jenkins (2015) hanno sviluppato una teoria per flussi granulari secchi ad elevata concentrazione solida di miscele binarie di sfere inelastiche di diversa dimensione e/o densità in canali inclinati, in grado di prevedere l'evoluzione nel tempo e nello spazio dei profili di concentrazione delle due specie. Per la miscela, hanno impiegato l'estensione della teoria cinetica per sfere inelastiche ad elevata concentrazione sviluppata da Garzo & Dufty (2004), modificando l'espressione per la dissipazione di energia per tenere in conto la formazione di cluster di particelle (Larcher & Jenkins, 2013). La teoria è appropriata per particelle che differiscono poco nella dimensione e nella massa. Nella teoria si assume che il flusso della miscela raggiunga uno stato pienamente sviluppato molto più rapidamente di quanto avvenga per le concentrazioni delle due specie. Come previsto da Larcher & Jenkins (2015), si considera una miscela di particelle sferiche con raggio rispettivamente pari a r_A e r_B , massa m_A e m_B , con $m_{AB} = m_A + m_B$, densità numerica n_A e n_B , con $n = n_A + n_B$, e densità $\rho_A = m_A n_A$ e $\rho_B = m_B n_B$, con $\rho = \rho_A + \rho_B$.

Nella presente memoria viene presentata l'evoluzione dei profili di concentrazione relativa delle due specie, $c_A c$, con $c_A = 4\pi n_A r_A^3/3$ e $c = c_A + c_B$, per due diverse combinazioni di raggio e massa nel caso di segregazione granulometrica variabile nel tempo in presenza della forza di gravità. Il canale ha un angolo di inclinazione pari a ϕ , l'accelerazione gravitazionale è rappresentata da g , e l'intensità T delle fluttuazioni di velocità della miscela è pari ad un terzo della media del quadrato della loro intensità. Le soluzioni ottenute in condizioni di regime vengono confrontate con i profili misurati da Tripathi & Khakhar (2011) in simulazioni matematiche agli elementi discreti.

2 METODO

2.1 Segregazione

Larcher & Jenkins (2015) caratterizzano il grado di segregazione mediante il parametro $X = (n_A - n_B)/(2n)$ e mostrano che nel caso in cui le differenze, $\delta r = (r_A / r_B) - 1$ e $\delta m = (m_A - m_B)/m_{AB}$, di raggio e massa sono piccole, l'evoluzione della segregazione è governata da

$$\rho \frac{\partial X}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{m_A n}{4} (1 - 4X^2) (\tilde{v}_A - \tilde{v}_B) \right] = 0, \quad (1)$$

nella quale y varia in direzione ortogonale al fondo tra 0 alla base e h in corrispondenza della superficie,

$$\tilde{v}_A - \tilde{v}_B = -D_{AB} \left[(6.2\delta m - 4.4\delta r) G \frac{T'}{T} - (\delta m - 1.5\delta r) \frac{m_{AB} g \cos \phi}{T} + \frac{X'}{0.25 - X^2} \right], \quad (2)$$

con l'apostrofo ad indicare l'operazione di derivata in direzione y e $D_{AB} \equiv \pi^{1/2} r_{AB} (2T / m_{AB})^{1/2} / (16G)$, in cui $G = 5.69c(0.60 - 0.49) / (0.60 - c)$. Il problema viene risolto rispetto alla variabile $\xi \equiv Xn / \bar{n}$, nella quale $X \doteq N(\bar{c}_A / N_A + \bar{c}_B / N_B) \xi / \bar{c}$ e usando $\bar{\xi} = (\bar{n}_A - \bar{n}_B) / (2\bar{n}) = (N_A - N_B) / (2N)$ per specificare la numerosità relativa N_A / N o, in modo equivalente, la frazione in volume totale V_A / V delle sfere.

2.2 Flusso della miscela

Per descrivere il moto della miscela, vengono adottate le grandezze proposte da *Larcher & Jenkins* (2015). In particolare per la temperatura granulare, T , si fa riferimento all'espressione

$$T = \frac{m_{AB}(h-y)}{4(1+e)G} g \cos \phi (1 + 2X\delta m), \quad (3)$$

nella quale e rappresenta il coefficiente effettivo di restituzione elastica (*Larcher & Jenkins*, 2013), $J = (1+e) / 2 + (\pi/4)(3e-1)(1+e^2) / [24-(1-e)(11-e)]$ (*Garzo & Dufty*, 2004) e

$$G = \left\{ \frac{4J}{5\pi^{1/2}} \frac{1}{1+e} \left[\frac{30}{J} (1-e^2) \right]^{1/3} \frac{1}{\tan \phi} \right\}^9 [1 + 3X(\delta r + \delta m)]. \quad (4)$$

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Nella Figura 1 viene presentata, in un canale con angolo di inclinazione $\phi = 25^\circ$, l'evoluzione nel tempo della concentrazione relativa per due sistemi di sfere con la stessa dimensione ma massa diversa. Le curve sono rappresentate in quattro intervalli temporali ugualmente spaziate di una quantità $\Delta\tau$, resa adimensionale mediante $(r_{AB}/g)^{1/2}$, a partire da uno stato di mescolamento omogeneo (linee punteggiate) fino alla condizione di regime (linee continue). I cerchi neri indicano il profilo di regime delle sfere più pesanti, ottenuto da *Tripathi & Khakhar* (2011) in simulazioni matematiche agli elementi discreti.

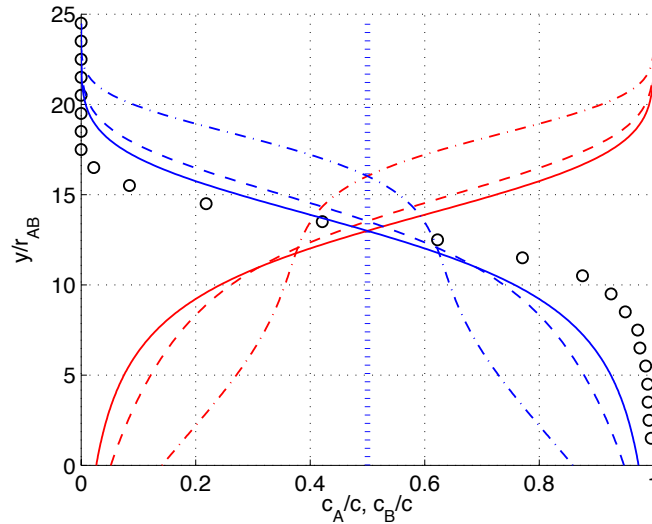


Figura 1. Profili della concentrazione relativa, c_A/c , delle sfere più pesanti (linee blu) e delle sfere più leggere, c_B/c , (linee rosse) a quattro diversi intervalli temporali adimensionali $\Delta\tau = 19800$. Il rapporto dei raggi è $r_A/r_B = 1$, il rapporto delle masse è $m_A/m_B = 3$, il volume relativo è $V_A/V = 0.5$ ed il coefficiente di restituzione elastica è $e = 0.7$.

Nella Figura 2 viene presentata, sempre in un canale con angolo di inclinazione $\phi = 25^\circ$, l'evoluzione nel tempo della concentrazione relativa per due sistemi di sfere con diversa dimensione ma approssimativamente la stessa massa. Anche in questo caso, le curve sono rappresentate per quattro intervalli temporali

adimensionali ugualmente spazati di una quantità $\Delta\tau$.

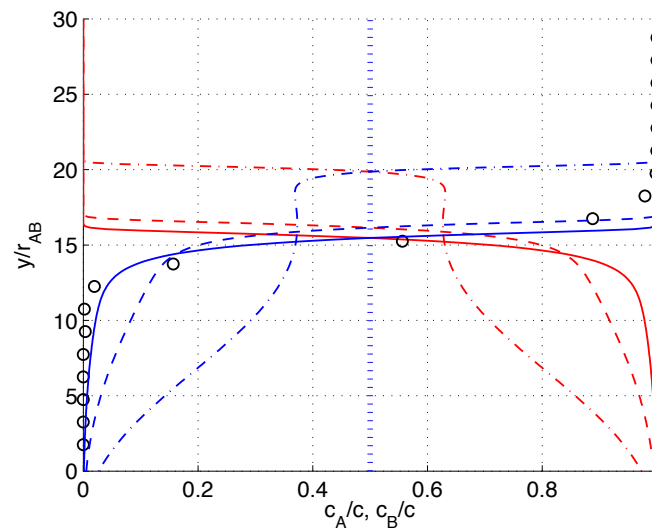


Figura 2. Profili della concentrazione relativa, c_A/c , delle sfere più grandi (linee blu) e delle sfere più piccole, c_B/c , (linee rosse) a quattro diversi intervalli temporali adimensionali $\Delta\tau = 4950$. Il rapporto dei raggi è $r_A/r_B = 1.5$, il volume relativo è $V_A/V = 0.5$ ed il coefficiente di restituzione elastica è $e = 0.7$.

Dal confronto tra le due figure e dell'entità dell'intervallo temporale $\Delta\tau$, si può osservare come la segregazione sia maggiormente influenzata dalla differenza di dimensione rispetto alla differenza di massa.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Garzo, V. & Dufty, J.W. Dense fluid transport for inelastic hard spheres, *Phys. Rev. E*, 2004, 14, 341-365.
- Larcher, M. & Jenkins, J.T. The evolution of segregation in dense inclined flows of binary mixtures of spheres, *Journal of Fluid Mechanics*, 2015, 782, 405-429.
- Larcher, M. & Jenkins, J.T. Segregation and mixture profiles in dense, inclined flows of two types of spheres, *Physics of Fluids*, 2013, 25, 113301.
- Tripathi, A. & Khakhar, D.V. Rheology of binary mixtures in the dense flow regime, *Physics of Fluids*, 2011, 23, 113302.

MODELLAZIONE DELLE CORRENTI A SUPERFICIE LIBERA : METODO LBM

Silvia Di Francesco ¹, Chiara Biscarini ² & Piergiorgio Manciola ³

(1) Università Niccolò Cusano ,Roma; (2) Unesco Chair in Water Resources Management and Culture , Università per Stranieri di Perugia; (3) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia

ASPETTI CHIAVE

- Risoluzione del campo di moto per correnti a superficie libera.
- Modelli mesoscopici quali alternativa all'approccio continuo: VOF e Shallow Water.
- Aspetti computazionali e risultati modellistici.

1 INTRODUZIONE

Nel presente lavoro vengono proposti 2 modelli matematici mesoscopici basati sul metodo lattice Boltzmann per la risoluzione delle correnti a superficie libera. Il primo modello prevede la soluzione completa di tutto il campo di moto, utilizzando una trattazione 3D basata su una variante del modello LBM con tracciamento dell'interfaccia acqua – aria (front-tracking LBM) (Korner et al., 2005). Il secondo modello risolve invece le equazioni alle acque basse e trascura la componente verticale dell'accelerazione considerando valori mediati sulla verticale (Zhou, 2004).

Il principale vantaggio del modello Lattice Boltzmann è legato alla semplicità dell'algoritmo e all'utilizzo di griglie strutturate cartesiane. Inoltre, avendo l'algoritmo un carattere puramente locale, il codice è facilmente parallelizzabile. Altri vantaggi sono legati al contesto di applicazione, considerato che la semplice gestione di geometrie complesse ben si adatta a morfologie naturali come quelle fluviali. Grazie alla natura mesoscopica del problema, la dinamica dell'interfaccia dei sistemi multifase viene riprodotta, con relativa semplicità, tramite le forze di interazioni fra le particelle.

2 MODELLI MATEMATICI

Lo schema numerico LBM descrive il processo fisico delle correnti fluide in termini numerico-statistici tramite una funzione di distribuzione di probabilità $f_{\alpha}(\vec{x}, \vec{e}, t)$ (popolazione) che quantifica la probabilità di trovare una molecola di fluido attorno alla posizione \vec{x} con una velocità \vec{e} .

Il campo delle velocità delle particelle viene discretizzato con un numero finito di possibili direzioni di propagazione (numero massimo di direzioni pari ad N). Nel presente lavoro sono stati testati due schemi di discretizzazione delle velocità: il modello a nove velocità (D2Q9) per il modello alle acque basse e a diciannove velocità (D3Q19) per il modello LBM tridimensionale (Succi, 2001).

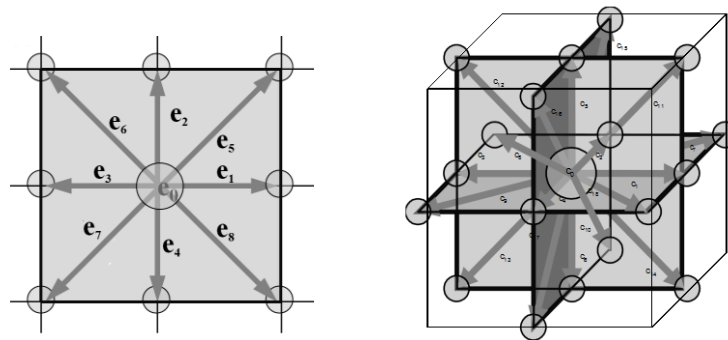


Figura 1. Reticoli LBM a 9 (D2Q9) e 19 velocità (D3Q19) utilizzati nel modello alle acque basse e in quello VOF.

Assumendo che $\Delta \vec{x} = \vec{c} \Delta t$, l'equazione discreta Lattice Boltzmann è:

$$f_{\alpha}(\vec{x} + \vec{e}_{\alpha} \Delta t, t + \Delta t) - f_{\alpha}(\vec{x}, t) + \frac{\Delta t}{6e_s^2} \vec{e}_{\alpha} \cdot \vec{F} = -\frac{1}{\tau} (f_{\alpha} - f_{\alpha}^{eq}) \quad \text{per} \quad \alpha = 1, \dots, N \quad (1)$$

dove \vec{F} rappresenta il vettore delle forze esterne (come la gravità) eventualmente agenti nel processo, e_s è una costante detta velocità del suono di reticolo. Il termine a destra dell'equazione (1) è l'operatore di collisione BGK che descrive il "rilassamento" all'equilibrio, f_{α}^{eq} , con un'unica scala temporale, τ , detto parametro di rilassamento. f_{α}^{eq} è detta popolazione di equilibrio ed è una funzione delle grandezze macroscopiche, densità e velocità, costruita in modo che siano rispettate le leggi di conservazione della massa e della quantità di moto.

Il sistema di equazioni è risolto in due fasi. La fase di propagazione o "streaming", in cui le popolazioni si propagano nelle celle adiacenti lungo la propria direzione senza interazioni complesse e modifiche di stato (ossia modifiche di distribuzione), e la fase di collisione, che quantifica l'effettivo mutamento delle distribuzioni presenti in un sito per effetto delle reciproche interazioni tra le particelle. Le proprietà macroscopiche dell'efflusso (densità, velocità e pressione) sono ricavate dalle popolazioni attraverso le seguenti relazioni matematiche:

$$\begin{aligned} \rho &= \sum_{\alpha=1}^N f_{\alpha} \\ \rho \vec{u} &= \sum_{\alpha=1}^N \vec{e}_{\alpha} f_{\alpha} \\ p &= e_s^2 \rho \end{aligned} \quad (2)$$

E' possibile dimostrare attraverso l'espansione di Chapman-Enskog che il modello LBM è equivalente alle equazioni di Navier-Stokes incompressibili.

Nel metodo tridimensionale front-tracking LBM viene introdotta una funzione di riempimento $\varepsilon(x,t)$, che rappresenta la frazione in volume di acqua in una certa porzione dello spazio e consente di tracciare l'interfaccia aria-fluido (Biscarini et al., 2011; Di Francesco et al., 2015). Suddividendo il dominio in un reticolo, si hanno tre possibili stati per le celle computazionali: i) celle totalmente occupate da aria ($\varepsilon=0$); ii) celle totalmente occupate da acqua ($\varepsilon=1$); iii) celle di interfaccia ($0 < \varepsilon < 1$). Il modello matematico è descritto in (Di Francesco et al., 2015).

Nel modello alle acque basse, invece, le popolazioni di equilibrio sono calcolate in funzione del tirante idrico h e della velocità \vec{u} :

$$f_{\alpha}^{eq} = \begin{cases} h - \frac{5gh^2}{6e_s^2} - \frac{2h}{3e_s^2} u_i u_i & \alpha = 0 \\ \frac{gh^2}{6e_s^2} + \frac{h}{3e_s^2} e_{ai} u_i + \frac{h}{2e_s^4} e_{ai} e_{aj} u_i u_j - \frac{h}{6e_s^2} u_i u_i & \alpha = 1, 3, 5, 7 \\ \frac{gh^2}{24e_s^2} + \frac{h}{12e_s^2} e_{ai} u_i + \frac{h}{8e_s^2} e_{ai} e_{aj} u_i u_j - \frac{h}{24e_s^2} u_i u_i & \alpha = 2, 4, 6, 8 \end{cases} \quad (5)$$

e le grandezze macroscopiche dell'efflusso sono legate alle popolazioni attraverso le seguenti relazioni:

$$h = \sum_{\alpha=1}^9 f_{\alpha}$$

$$\vec{hu} = \sum_{\alpha=1}^9 f_{\alpha} \vec{e}_{\alpha}$$
(6)

3 RISULTATI

I modelli proposti sono stati applicati al caso di un Dam break asimmetrico in un dominio chiuso. In particolare, i risultati delle simulazioni condotte con i 2 modelli LBM sono stati confrontati con quelli derivanti dall'applicazione dei rispettivi modelli continui. Per la simulazione fluidodinamica tridimensionale si è utilizzato il modello VOF del codice di calcolo OpenFoam, mentre le simulazioni alle acque basse sono state condotte con il codice RiverFlo-2d.

La figura 2 mostra uno schema del problema di dam break analizzato e l'andamento del tirante idrico ad un certo intervallo di tempo per tutti e quattro i modelli utilizzati. I risultati in termini di tirante idrico e campi di velocità, ottenuti per le medesime griglie di calcolo, sono tra loro congruenti. Differenze non trascurabili emergono invece tra i modelli 2D e i modelli 3D: le curve dei livelli da elaborazione shallow water risultano meno accentuate.

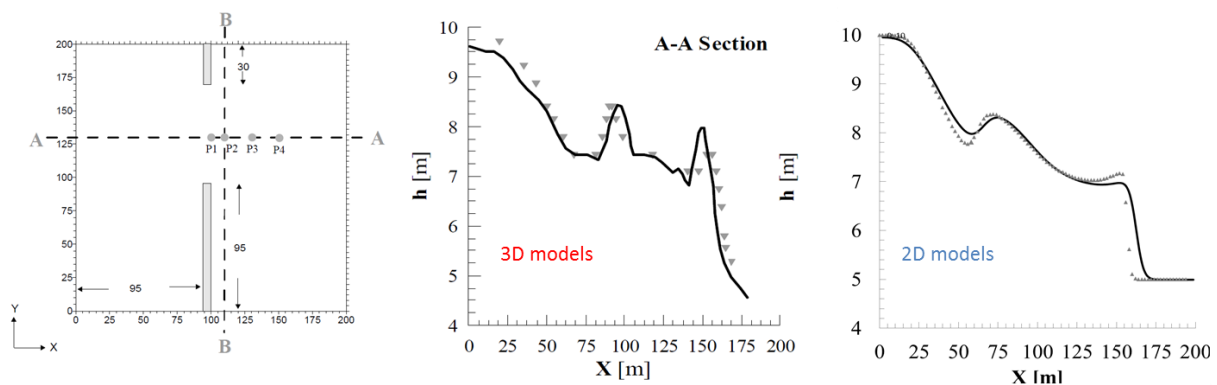


Figura 2. Risultati modellistici per il Dam break asimmetrico a 7,2 secondi dalla rottura. Linee continue: modelli LBM. Indicatori grigi: modelli continui

A prescindere dall'ordine di modello usato (2D o 3D) il vantaggio nell'uso dell'approccio mesoscopico è evidente dall'analisi delle performance di calcolo. Il modello 3D, infatti, a parità di griglia, risulta essere 5 volte più veloce e con gli stessi tempi di calcolo permette di utilizzare una griglia 3.5 volte più fitta.

Nella tabella 1 è riportato un confronto in termini computazionali tra il modello LBM e quello continuo alle acque basse (RiverFLO) (Lacasta et al., 2014). Sono state utilizzate 5 griglie a passo compreso tra un massimo di 5 m e un minimo di 0.25 m. Il modello mesoscopico effettua le simulazioni in un tempo almeno di un ordine di grandezza inferiore rispetto a quello relativo al modello continuo. Il tempo impiegato dai 2 codici per risolvere le rispettive equazioni per ciascun nodo differisce invece di almeno di 3 ordini di grandezza.

In figura 3 sono riportati gli andamenti dei tempi di calcolo totali in funzione della dimensione della griglia ed il tempo necessario per eseguire un ciclo completo per ciascun nodo.

I tempi di calcolo del modello continuo bidimensionale, inoltre, sono sempre superiori a quello del modello 3D VOF –LBM. Ne consegue che attraverso l'uso di un modello mesoscopico è possibile effettuare una simulazione completa del campo fluidodinamico, ma con i tempi computazionali tipici di un bidimensionale.

	Approccio continuo RiverFlo-2d					Approccio mesoscopico - LBM				
Passo della mesh (m)	5	2	1	0,5	0,25	5	2	1	0,5	0,25
Tempo di calcolo (sec)	5513	9302	17213	59643	255074	10,4	95,86	479,96	2937,24	21014,8
Numero dei nodi	1933	11722	46251	183225	731506	1681	10201	40401	160801	641601
Cicli per secondo	2,61	1,55	0,84	0,24	0,057	1384,09	150,23	30	4,9	0,68
Cicli per sec/num. Nodi	1,4E-03	1,3E-04	1,8E-05	1,3E-06	7,7E-08	8,2E-01	1,5E-02	7,4E-04	3,1E-05	1,1E-06
Tempo per ciclo (sec)	3,8E-01	6,5E-01	1,19	4,15	1,7E+01	3,5E-04	1,4E-04	6,9E-05	3,5E-05	1,7E-05
Tempo per ciclo/nodi (sec)	1,9E-04	5,5E-05	2,6E-05	2,3E-05	2,4E-05	2,1E-07	1,4E-08	1,7E-09	2,2E-10	2,7E-11

Tabella 1. Aspetti computazionali dei codici di calcolo utilizzati per le simulazioni Shallow Water.

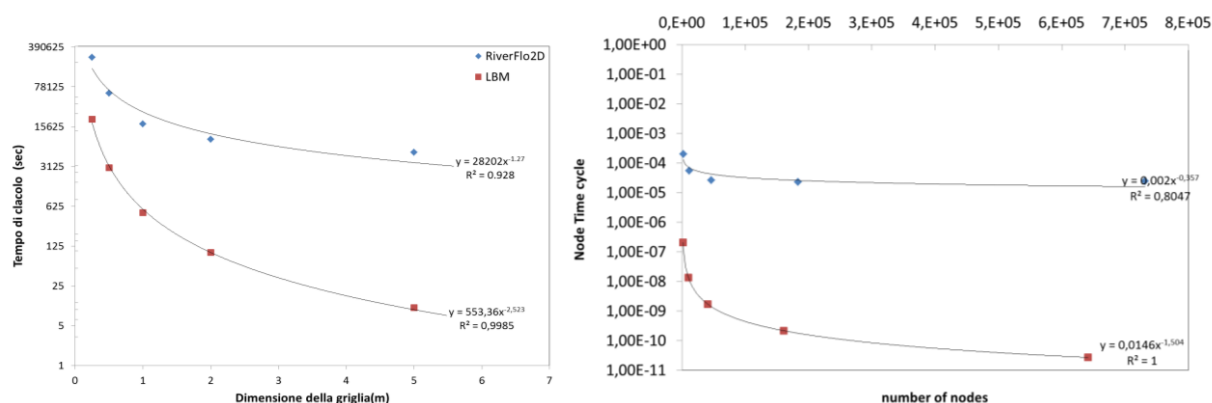


Figura 3. Confronto tra i modelli alle acque basse in termini di tempo di calcolo: rosso (LBM), blu (riverFLO-2D).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Biscarini, Chiara, Silvia Di Francesco, and Matteo Mencattini. (2011). Application of the lattice Boltzmann method for large-scale hydraulic problems. *International Journal of Numerical Methods for Heat & Fluid Flow* 21(5): 584-601.
- Di Francesco, S., Biscarini, C. & Manciola, P. (2015) Numerical simulation of water free-surface flows through a front tracking lattice Boltzmann approach. *Journal of Hydroinformatics*, 17 (1), 1–6.
- Körner, C., Thies, M., Hofmann, T., Thürey, N., & Rüde, U. (2005). Lattice Boltzmann model for free surface flow for modeling foaming. *Journal of Statistical Physics*, 121(1-2), 179-196.
- Lacasta, Asier; Morales-Hernández, Mario; Murillo, Javier; García-Navarro, Pilar; and Garcia, Reinaldo, High Performance GPU Speed-Up Strategies For The Computation Of 2D Inundation Models (2014). CUNY Academic Works.
- Succi, Sauro. The lattice Boltzmann equation: for fluid dynamics and beyond. Oxford university press, 2001.
- Zhou, J. G. (2004). Lattice Boltzmann methods for shallow water flows (Vol. 4). Berlin: Springer.

INTERANNUAL WIND, WAVE AND CURRENT DATA MONITORED IN SEMI ENCLOSED BASINS

Francesca De Serio¹, Mouldi Ben Meftah¹ & Michele Mossa¹

(1) Department of Civil, Environmental, Building Engineering and Chemistry, Technical University of Bari, Via E. Orabona 4, 70125 Bari, Italy

KEY POINTS

- *The manuscript focuses on the annual hydrodynamics in semi enclosed basins, by monitoring waves and currents data, by means of Acoustic Doppler Current Profiler and ultrasonic wave meter, as well as winds.*
- *In this way it is possible both to check the real-time status of the basins, so to promptly intervene when accidents occur, and to create a dataset necessary to calibrate and validate modelling systems providing forecasts.*
- *Spatial and temporal correlations of winds, waves and currents are examined and discussed, and typical annual patterns are identified.*

1. INTRODUCTION

Sea wave and current measurements are assessed together with wind data in the Mar Piccolo and Mar Grande of Taranto, a semi enclosed marine system, located in the inner part of the Ionian Sea (Figure1), which undergoes a strong polluting action for the presence of heavy industry as well as military naval dockyard. A continuous monitoring action of its principal hydrodynamics in this target area could be a useful managing tool, considering that the diffusion and dispersions of polluting tracers is strictly connected to currents and waves propagation (*De Serio & Mossa, 2013*). Moreover, routine monitoring of waves and currents in the nearshore region is of great interest also because of their role in coastline erosion and their impact on recreational activities. Collecting a large amount of data in widespread areas is expensive and technically challenging, so that numerical models are often preferred to simulate the hydrodynamics and the transport of tracer. In any way, they need to be calibrated and validated by field measurements (*Monti & Leuzzi, 2010; De Serio & Mossa, 2015a*). Consequently, field information is strongly necessary, representing a useful support for costal management and in situ decision-making and it should be done in conjunction with the numerical modelling.

The area described in the present work is characterized by a composite topography and is considered highly vulnerable, being exposed to urban and industrial discharges as well as to an intense naval traffic. It embeds the Mar Grande basin and the inner basin called Mar Piccolo, formed in turn by two bays, respectively named I Bay and II Bay (Figure 1). They are joined by means of an artificial channel, i.e. the Navigable Channel, and a natural one, i.e. the Porta Napoli Channel. Along its western side, the Mar Grande is limited by the Cheradi Isles. The Northwestern opening between the mainland and the Cheradi Isles is named Punta Rondinella and is about 100m long, while the Southern one between Cheradi Isles and the mainland is about 1400m long. The surface area of Mar Grande is about 35km² and its maximum depth about 35m, while the surface area of Mar Piccolo is about 21km² and its maximum depth about 13m in the first Bay.

In the present study an extensive set of measured meteorological and hydrodynamic marine data is examined, in order to track some typical features in the basin. These measurements are recorded by: i) a meteo-oceanographic system installed in the central area of the Mar Grande basin, named station O; ii) a bottom fixed ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) and wavemeter placed in the Navigable Channel at station N. Figure 1 shows the locations of the stations. These instrumentations have been settled in the frame of the Flagship Project RITMARE (with funds from PON R&C 2007-13 Project, provided by the Italian Ministry of Education, University and Research) and are managed by the research unit of the Coastal Engineering Laboratory (LIC) of the Technical University of Bari – Department of Civil, Environmental, Building, Engineering and Chemistry (DICATECh).

The aim of the present study is: 1) to delineate annual trends for the examined parameters in the investigated area; 2) to find possible correlation between winds, currents and waves.



Figure 1. Target area and location of the monitoring stations in Mar Grande and in Navigable Channel. Source Google Earth.

2. INSTRUMENTATION SETTLEMENT

During December 2013, the meteo-oceanographic station (station O) was installed in the Mar Grande basin, at the geographical coordinates $40^{\circ}27.6' N$ and $17^{\circ}12.9' E$ (Fig. 1). The local depth in this station is on average equal to 23.25m. The station is provided with many instruments, including a bottom mounted ADCP, a multidirectional wave array by Teledyne RD and a weather station by Met Pack. Other parameters (CTD, turbidity, oil) are assessed in the same station, but are not discussed in the present work for the sake of brevity. In detail, the weather system combines an ultrasonic wind speed and direction sensor, with an accuracy of $\pm 2\%$ of the velocity value and $\pm 3^{\circ}$ of the direction, providing hourly averaged values. Speed and direction of sea currents are measured by means of the bottom mounted ADCP, using a Janus configuration, which samples velocities along the water column with 0.50m vertical bin resolution and a 1.60m blanking distance. Mean current velocity profiles are collected continuously at 1 hour intervals, using an average of 60 measurements acquired every 10s. In this way, the analysis allows to derive the hourly averaged velocity components along the water column. More descriptions of the station can be found in *De Serio & Mossa (2015a, 2015b)*.

The second station (station N) equipped with a bottom mounted ADCP and a wave array (by Teledyne RD) was installed in the Navigable Channel in May 2014, at the geographical coordinates $40.473^{\circ} N$ and $17.235^{\circ} E$ (Figure 1). The local depth in this station is on average 13.7m. Also in this case, the current velocities are assessed along the vertical at constant intervals of 0.5m. The acoustic frequency of both the ADCPs is 600KHz and their velocity accuracy is 0.3% of the water velocity $\pm 0.003\text{m/s}$.

A large amount of collected data is available in the target area. In detail, wind, waves and currents in Station O are investigated since February 2014 up to December 2015, while waves and currents in Station N are examined from June 2014 up to December 2015.

3. DATA ANALYSIS AND DISCUSSION

The annual polar plots of winds derived for year 2014 and 2015 show analogous features, with most frequent winds from NNW, while moderately frequent are winds spanning clockwise from NNE to SSE (Fig. 2) The most intense winds are typically Sirocco winds, with intensities in the range 12-15 m/s, even if they are less frequent. It is worth noting that, due to the shape of the Mar Grande basin and the location of St. O, the fetches along these directions are very limited. This observation still endorses the results highlighted by

De Serio & Mossa (2015b), that is wind waves rarely occur because of short fetches and dominant landward winds. On the contrary the basin is dominated by swell waves, entering from the Southwestern opening and propagating inside. Furthermore, this conclusion is also proved by the annual polar plots of the significant wave heights (H_s) recorded in the same station during 2014 and 2015 and displayed in Figure 3, which shows a frequent incoming direction from SW, consistently with the principal opening in Mar Grande (Fig. 1). Also the greatest values of H_s , with maxima around 1m, are observed from this direction.

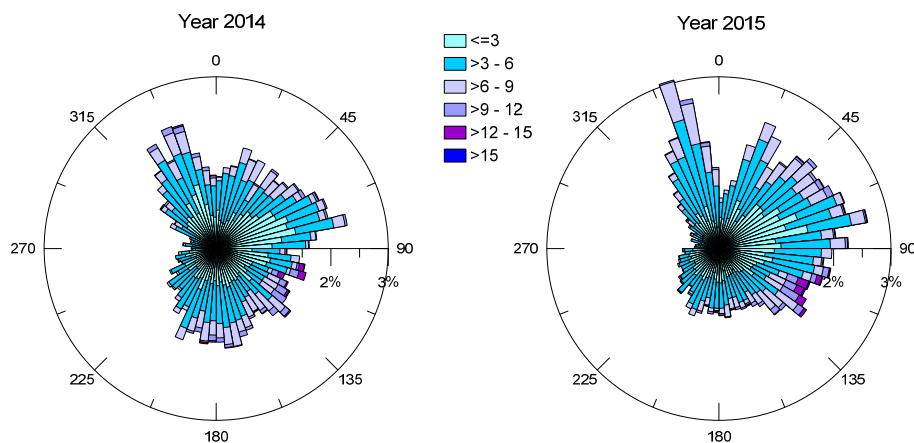


Figure 2. Annual winds recorded in Station O (m/s). Incoming direction shown.

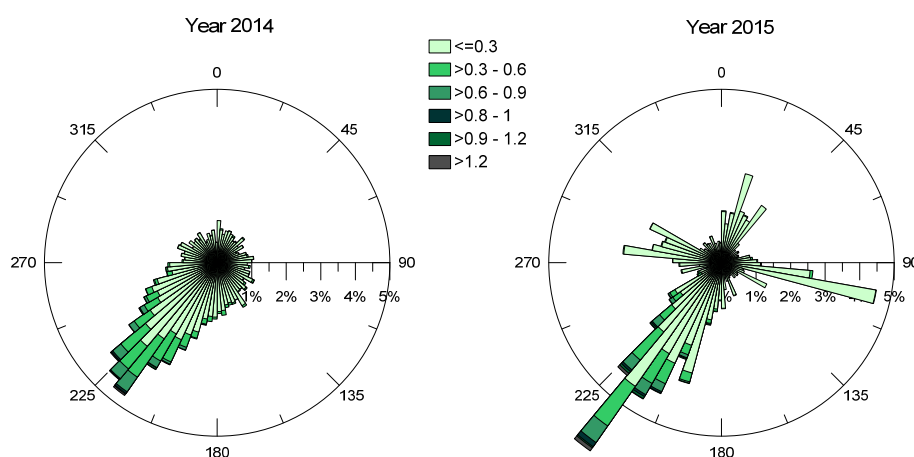


Figure 3. Annual H_s recorded in Station O (m/s). Incoming direction shown.

The annual behavior of the bottom currents observed in 2015 confirms what noted also in 2014. The measured hourly-averaged bottom velocities in Station O converge towards SW, as depicted in Figure 4, thus flowing outside the basin through the SW opening. The annual surface currents recorded in St. O (not shown for brevity) generally propagate clockwise from South to North, seeming affected by winds blowing from directions spanning clockwise from NE to SE.

A similar analysis has been carried out also for the station located in the Navigable Channel (St. N). The investigated distribution of the annual significant wave heights shows a reduction of the recorded values, with respect to those recorded in St. O. Maxima observed H_s values are around 0.6m. This trend could be expected, considering that the swell waves enter the Mar Grande and propagate throughout, reaching the Navigable Channel, where they arrive smoothed. The directions of wave propagation are generally confined to NNE/SSW by the orientation of the Navigable Channel itself.

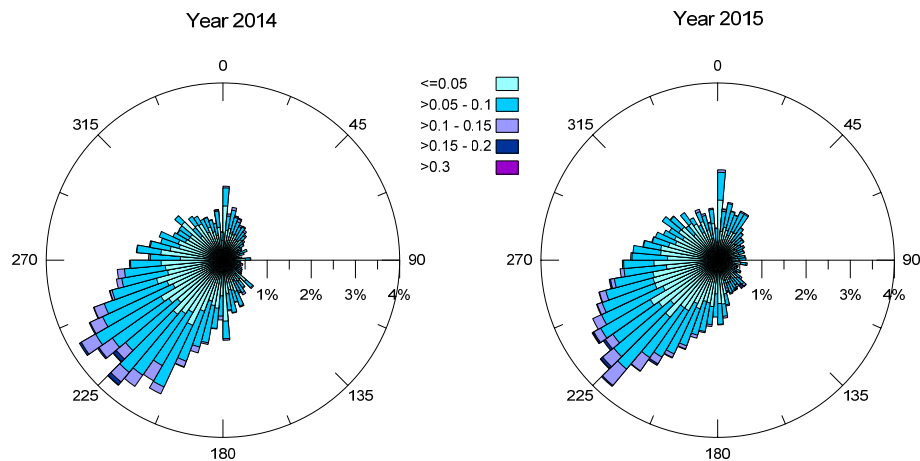


Figure 4 Annual bottom currents recorded in Station O (m/s). Direction of propagation shown.

In St. N, the polar diagrams of currents at all depths have been examined for each month (not shown for brevity) and always highlight a typical behavior. That is, near the bottom the current enters towards the Mar Piccolo basin, with dominant directions converging to the longitudinal channel axis. At intermediate depths, an outflow from the Mar Piccolo is visible, directed towards SSW, due to the channel orientation. Approaching the surface, a dominant SSW outflowing current is recorded, with increased intensities. This vertical distribution of the velocity in the channel highlights that in the whole examined period a double circulation is present in the channel, i.e. inflowing towards the Mar Piccolo basin in deeper layers and outflowing in the most superficial ones, which is consistent with the results of numerical modelling by *De Pascalis et al.* (2015).

CONCLUSION

The paper describes the results of a continuous and long-term monitoring action, carried out during 2014 and 2015 in both Mar Grande and Mar Piccolo basins. The principal findings can be summed up in the following way. The annual wind distribution shows that in this site winds from NNW are the most frequent, while the most intense ones are typically Scirocco winds. The significant wave heights assessed by the station in Mar Grande show an incoming direction consistent with the topography of the area, and confirm what found in previous research by *De Serio & Mossa* (2015b), that is waves in the Mar Grande are swell waves entering the basin from its SW opening. The annual distribution of the bottom currents shows that they are driven by the topography of the basin, being directed towards the SW opening. The vertical distributions of the current data in the station located in the Navigable Channel highlight during the whole investigated period the presence of a double circulation, i.e. inflowing towards the Mar Piccolo basin in deeper layers and outflowing in the most superficial ones. This behavior is also confirmed by some numerical modelling output by *De Pascalis et al.* (2015).

ACKNOWLEDGMENT

The authors acknowledge the Italian Flagship Project RITMARE.

REFERENCES

- De Serio, F. & Mossa, M. A laboratory study of irregular shoaling waves, *Experiments in Fluids*, 2013, 54 (6), 1536.
- De Serio, F. & Mossa, M. Analysis of mean velocity and turbulence measurements with ADCPs, *Advances in Water Research*, 2015a, 81, 172-185.
- De Serio, F. & Mossa, M. Environmental monitoring in the Mar Grande basin (Ionian Sea, Southern Italy), *Environmental Science and Pollution Research*, 2015b, 6, 1-13.
- Monti, P. & Leuzzi, G. Lagrangian models of dispersion in marine environment, *Environmental Fluid Mechanics*, 2010, 10, 637-656.
- De Pascalis, F., Petrizzo, A., Ghezzi, M., Lorenzetti, G., Manfè, G., Alabiso, G. & Zaggia L. Estuarine circulation in the Taranto Seas, *Environmental Science and Pollution Research*, 2015, 9.

VERY LARGE SCALE MOTION AND ROUGHNESS SCALE MOTION IN A HIGHLY ROUGH OPEN-CHANNEL FLOW: PRELIMINARY RESULTS

Domenico Ferraro ¹, Francesco Coscarella ¹ & Roberto Gaudio ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria.

KEY POINTS

- Pre-multiplied power spectra were used to find the characteristic length scales in a highly rough open-channel flow.
- Both very large scale motion and roughness scale motion contribute to the Turbulent Kinetic Energy.
- Very large scale motion plays a dominant role in the turbulent (or Reynolds) stresses.

1 THEORETICAL BACKGROUND

Turbulence motion in open-channel flows over a rough natural bed is one of the most fascinating issues of fluid dynamics. In this work, spectral analysis was applied to experimental velocity data to describe the scales of turbulence in a natural pebble-bed flow.

Specifically, Very Large Scale Motion (VLSM) contributes to the generation of an important fraction of the Turbulent Kinetic Energy (TKE) as inferred for the first time by *Townsend (1958)* and *Grant (1958)*. Many studies support the hypothesis concerning the energy associated to large eddies and the spectral analysis provides an incisive method to identify how the energy is spread into the different scales. Several studies were carried out in the past concerning pipes or super-pipes, whereas few works were performed in open-channel flows over rough beds or in the field (*Roy et al., 2004*).

Furthermore, a correct observation of VLSM is difficult and requires sophisticated instruments and *ad hoc* experimental design. In particular, VLSMs are often related to scales from the δ -order (δ being the viscous length scale) to the order of $10h_w$ (h_w being the water depth), also called VLSM or super- δ scale motion. One of the reasons of such big range of VLSM variation could be related to the shape of the observed eddies. Namely, stretched eddies, which present a meandering motion, can be captured as a sequence of relative smaller eddies. Having found no accord in the literature about the definition of the large scales, for the purpose of this work hereinafter the acronym VLSM is used to identify the biggest large-eddies motion recorded in our experiment.

Taking inspiration from the work by *Guala et al. (2007)* on a pipe flow, the VLSM will be evaluated in a rough open-channel flow. One of the most important issues in *Guala et al. (2007)* is the evaluation of the influence of the VLSM on the Reynolds stresses. In particular, VLSMs contain a very high energy, which can be related to the TKE and the Reynolds stresses. *Alamo et al. (2004)* found that the VLSMs with scales of the order of $20h_w$ significantly contribute to the Reynolds stresses. This result highlights the important role of the VLSM in the definition of the Reynolds stresses; hence, the co-spectra analysis is used to determine whether VLSM can produce Reynolds stresses.

1.1 Spectral Analysis

The auto-correlation and cross-correlation functions are the base of the turbulent analysis conducted through the Fourier transform and then spectral analysis. In the following equation the time-delayed cross-correlation function R (*Guala et al., 2007*) is defined, on the base of one-point statistics:

$$R_{ij}(\tau; z) = \langle u_i(x, z, t) u_j(x, z, t + \tau) \rangle \quad (1)$$

where $i=1,3$ and $j=1,3$ describe the coordinates x (streamwise) and z (vertical) in the plane of measurements, u_i and u_j represent the velocity components along the i^{th} and j^{th} directions, respectively, t is time and τ is the delay time; the angle brackets represent the ensemble average of several recorded signals, performed with the Double-Average Method (DAM) by *Nikora et al. (2001)*. The cross-correlation definition (1) can be used to find the following spectrum and co-spectrum (or cross power spectral density), S_{ij} :

$$S_{ij}(f, z) \equiv \int_{-\infty}^{\infty} e^{-j\tau} R_{ij}(\tau; z) d\tau \quad (2)$$

where f is frequency. As reported in *Guala et al.* (2007), the Reynolds stresses can be computed as follows:

$$\langle \overline{u_i' u_j'} \rangle \equiv \int_{-\infty}^{\infty} S_{ij}(f) df \quad (3)$$

Using Taylor's frozen hypothesis and the double-average streamwise local velocity $\langle u \rangle(z)$, frequency can be converted in wavenumber $k_x = f / \langle u \rangle(z)$. Hence, the spectrum and co-spectrum is obtained as:

$$S_{ij}(k_x; z) = \langle u \rangle(z) S_{ij}(f = k_x \langle u \rangle(z)) \quad (4)$$

Finally, taking into account that S_{ij} is a complex number, one can convert the two-sided estimated in one-sided wavenumber co-spectrum Φ_{ij} :

$$\langle \Phi_{ij}(k_x, z) \rangle = \langle S_{ij}(-k_x) \rangle + \langle S_{ij}(k_x) \rangle = 2Re \{ \langle S_{ij}(k_x) \rangle \} \quad (5)$$

where Re is the Reynolds stress tensor.

The integral form of the presented equations is converted in discrete form, since we recorded a velocity signal in a time-window with a finite acquisition frequency.

2 EXPERIMENTS AND PROCEDURE

The experiments on open-channel turbulent flows over a highly rough bed were performed at the *Laboratorio "Grandi Modelli Idraulici", Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, Italy*, in a 1 m wide, 0.8 m deep and 16 m long rectangular tilting flume. The flume inlet was compound by a stilling tank, an uphill slipway and a honeycomb to damp the residual pump vibrations. Non-uniform pebbles with a median size of $d_{50} = 7$ cm were randomly spread in four layers to create the highly rough-bed. The bed surface was captured by a 3D laser scanner (by Minolta, model Vivid 300) to characterise the roughness distribution with a resolution of 0.1×0.1 mm². According to the DAM, a roughness function $\phi(z)$ should be defined experimentally. In our tests a gamma type function was used to fit the roughness distribution, obtaining a roughness $k_s = 17.62$ mm and a statistically extreme value of roughness to $3k_s = 52.83$ mm.

The flow condition did not induce any motion of the surface sediment grains. The experiments were carried out with a fixed discharge (Q) and bottom slope (S), as shown in table 1, in which B is the flume width, h_w the water depth between the maximum grain crest level and the water surface, U the average cross-sectional flow velocity, u_* the shear velocity, Fr the Froude number and Re the Reynolds number.

Q (l/s)	S (‰)	B (cm)	h_w (cm)	U (m/s)	u_* (m/s)	Fr	Re
57.8	0.4	100	18.5	0.312	0.024	0.23	165379

Table 1. Hydraulics parameters

A four-beam down-looking Acoustic Doppler Velocimeter (ADV) probe (by Nortek, model VectrinoPlus) was used to measure the three-dimensional instantaneous velocity components u , v and w in streamwise, spanwise and vertical directions, respectively. The data sampling rate and the sampling duration were 100 Hz and 300 s, respectively, which were adequate in order to achieve the statistically time independent turbulence quantities, as obtained by *Dey & Das* (2012). Before processing the ADV data for analysis, spikes were detected by using the ellipsoid method proposed by *Goring & Nikora* (2002). Flow measurements were performed in a 2D vertical plane (x, \hat{z}), where x is the streamwise axis starting from 10 m downstream of the flume inlet and $\hat{z} = (z - z_c) / (3k_s)$ is the dimensionless vertical axis, z_c being the maximum crest elevation. In the plane of the measurements, along the flume centreline, the effect of the

side-walls was negligible. According to *Dey & Das* (2012) and in order to statistically fulfil the requirements for the heterogeneity, a large number of flow measurements were taken at various streamwise locations along the verticals.

Kim & Adrian (1999) suggested using the Pre-multiplied Power Spectrum (PPS) of $k_x \Phi_{11}/u_*^2$ in order to find the characteristic length scales. In fact, in the PPS the peaks are emphasised making easy to identify a frequency (or wavenumber) corresponding to the energy peak. In the left panel of figure 1, the dimensionless PPS is plotted versus the wavenumber k_x multiplied by the characteristic dimension of roughness k_s .

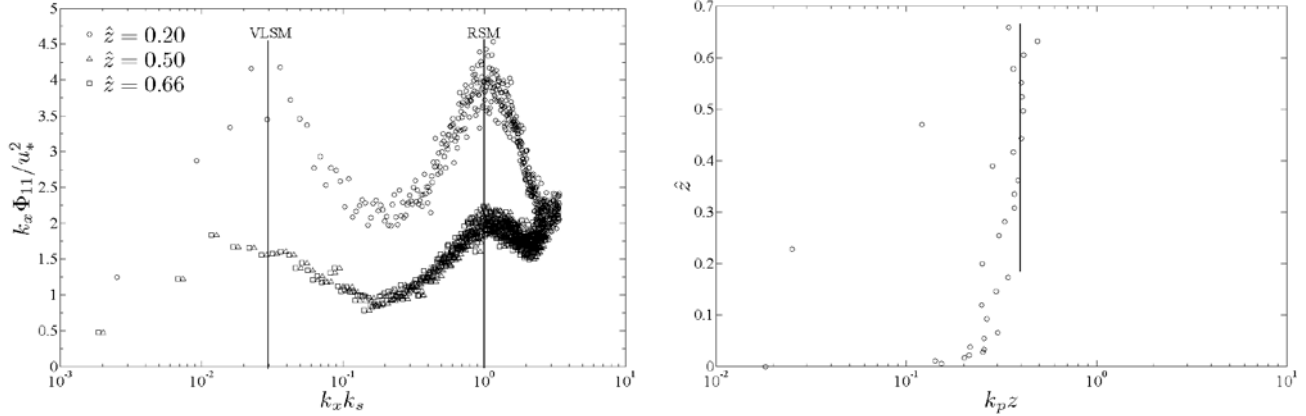


Figure 1. Left panel: dimensionless PPS of auto-correlation length versus dimensionless wavenumber; right panel: peak analysis of VLSM.

In figure 1 (left panel), two well separated scales are identifiable. A Roughness Scale Motion (RSM) is clearly located at the characteristic dimension of roughness k_s , whereas a VLSM is located at scales between $3h_w$ to $6h_w$. Looking at the RSM peaks, the importance is evident of the roughness scales in our experiment, in which the energy generated by the roughness is present not only close to the bed. In fact, the RSM peaks are clearly visible along the whole water depth.

The peaks of VLSM seem to change their position along \hat{z} ; nevertheless, the VLSM limit is located at the smaller scale for $\hat{z} = 0.20$. The peaks appearing at the roughness scale k_s do not vary with the elevation \hat{z} (not shown here), whereas the peaks of the VLSM (k_p) seem to scale with the elevation z as reported in figure 1 (right panel). The peak analysis at varying z should be considered just above $\hat{z} > 0.20$ in order to respect Taylor's hypothesis.

In essence, in figure 1 (left panel) we observed two kinds of organized structures of dimension k_s and further very large structures of dimension $3h_w$ to $6h_w$. Unexpectedly, the peak related to k_s survives in the water depth also at the highest measurement location (5 cm below the water surface). Such behaviour suggests a possible interaction between the VLSM and the RSM in the TKE budget along the entire water depth.

A further analysis was performed using the co-spectra of the streamwise-wall-normal velocity ($u_1 u_3$) in order to explore the effect of the VLSM and RSM on the Reynolds stresses. As explained in the previous section, the co-spectrum Φ_{13} is directly connected to the Reynolds stresses and the pre-multiplied form of it can be useful to identify the scales related to the energy peaks.

In figure 2 (left panel) the PPS of $k_x \Phi_{13}/u_*^2$ with the related indication of VLSM and RSM is shown. A peak in the PPS at the scale of VLSM is observed, upholding the work of *Guala et al.* (2007) on pipe flow, in which the authors computed the contribution of the VLSM to the Reynolds stresses.

Finally, in figure 2 (right panel) a cumulative energy distribution T_{13} is shown as a function of wavenumber is shown, in order to quantify the contribution of the VLSM on the Reynolds stresses as follows:

$$T_{13} = \frac{\int_0^{k_x} \Phi_{13}(k_x) dk}{\int_0^{\infty} \Phi_{13}(k_x) dk} \quad (5)$$

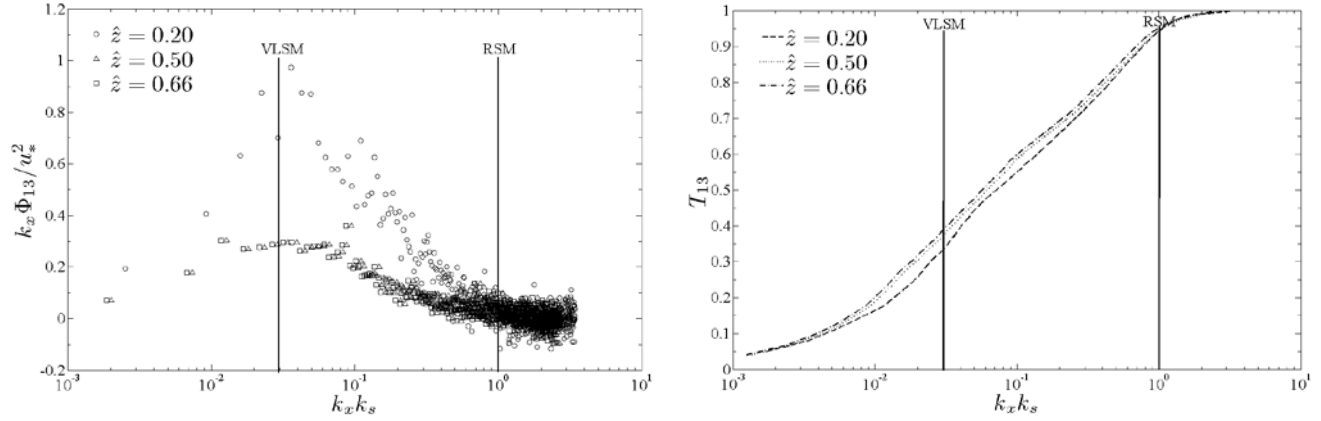


Figure 2. Left panel: dimensionless PPS of cross-correlation length versus dimensionless wavenumber; right panel: cumulative Reynolds stresses along the scales.

The contribution of the VLSM is around 35% to 40% along the water depth. In particular, as expected, the contribution of the VLSM on the Reynolds stresses is high close to the bed. In addition, the contribution of the RSM to the Reynolds stresses is weak ($\sim 5\%$).

3 CONCLUSIONS

In conclusion, PPS of the autocorrelation of $u_1 u_3$ placed VLSM between $3h_w$ to $6h_w$, which scales with the elevation z . Namely, at $\hat{z} = 0.2$ the VLSM is $3h_w$, whereas at $\hat{z} = 0.5$ and $\hat{z} = 0.66$ it is $6h_w$. The shift of VLSM in the water depth is highlighted through the peak analysis, which reveals a dependence on z . Moreover, a second peak is present at the dimension of k_s ; in this case, such peak is independent from z . Both the VLSM and RSM contribute to the TKE, as suggested by *Guala et al.* (2007) and *Kim & Adrian* (1999).

The PPS of the cross-correlation showed a unique peak in the position associated at the VLSM, suggesting a relationship between the Reynolds stresses and the VLSM. On the other hand, the RSM seems not to have significant effects on the Reynolds stresses. In fact, cumulative energy distribution of the co-spectrum showed a contribution of the VLSM around 35% to 40%, highlighting the importance of these large structures.

REFERENCES

- del Alamo, J.C., Jiménez, J., Zandonade, P., Moser, R.D., Scaling of the energy spectra of turbulent channels, *J. Fluid Mech.*, 2004, 500, 135–144.
- Dey, S. & Das, R. Gravel-bed hydrodynamics: double-averaging approach, *J. Hydr. Eng.*, 2012, 138(8), 707–725.
- Goring, D. G. & Nikora, V. I., Despiking acoustic Doppler velocimeter data, *J. Hydr. Eng.*, 2002, 128(1), 117–126.
- Grant, H.L., The large eddies of turbulent motion, *J. Fluid Mech.*, 1958, 4, 149–190.
- Guala, M., Hommema, S.E., Adrian, R.J., Large-scale and very-large-scale motions in turbulent pipe flow, *J. Fluid Mech.*, 2006, 554, 521–542.
- Kim, K.C., Adrian, R.J., Very large-scale motion in the outer layer, *Phys. Fluids*, 1999, 11, 417–422.
- Nikora, V. I., Goring, D. G., McEwan, I., & Griffiths G., Spatially averaged open-channel flow over rough bed, *J. Hydr. Eng.*, 2001, 127(2), 123–133.
- Roy, A.G., Buffin-Bélanger, T., Lamarre, H., Kirkbride, A.D., Size, shape and dynamics of large-scale turbulent flow structures in a gravel-bed river, *J. Fluid Mech.*, 2004, 500, 1–27.
- Townsend, A.A., The turbulent boundary layer. In *Boundary Layer Research* (ed. H. Görtler), vol. 1. Springer, 1958.

ESPERIMENTI NUMERICI SUL TRASPORTO SOLIDO DI FONDO

Irma Bonetto ^{1,2} & Daniele P. Viero ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università di Padova;

(2) Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave e Brenta-Bacchiglione, Venezia.

ASPETTI CHIAVE

- Rappresentazione del trasporto solido di fondo mediante modello idrodinamico 2D agli elementi finiti, misto Euleriano-Lagrangiano, su griglia sfalsata non strutturata.
- Implementazione dell'equazione di bilancio dei sedimenti di Exner secondo un approccio upwind ai volumi finiti.
- Esperimenti numerici a fondo mobile considerando una canaletta a sezione rettangolare: evoluzione di una duna; nascita e formazione di barre alternate.

1 INTRODUZIONE

I problemi di stabilità legati all'implementazione dell'equazione di Exner che non considera gli effetti diffusivi nel trasporto al fondo sono noti e vanno appunto ricondotti all'assenza di un termine diffusivo in grado di smorzare le instabilità. Come recentemente ricordato da Volp (2015), queste instabilità possono diventare dominanti rispetto alle reali variazioni del fondo, mascherandone l'effettiva evoluzione morfologica.

Per questi motivi risulta essenziale utilizzare uno schema numerico in grado di fornire risultati accurati, senza d'altra parte generare instabilità numeriche. Una delle soluzioni più frequentemente adottate consiste nell'introdurre della diffusione numerica artificiale che stabilizzi l'equazione di bilancio dei sedimenti; di utilizzo meno frequente ma decisamente efficace è l'impiego degli approcci *upwind*, basati sulla direzione di trasporto del sedimento (Lesser, 2009) o sulla direzione della celerità del fondo (Volp, 2015).

Partendo da queste considerazioni, si è ritenuto interessante approfondire alcuni aspetti riguardanti la descrizione numerica del trasporto solido di fondo e delle conseguenti variazioni morfologiche con riferimento ad un modello bidimensionale già predisposto (Defina, 2000, 2003). Il modello in questione fornisce infatti delle soluzioni nel complesso stabili e accurate, che nelle situazioni indagate ben riproducono i dati sperimentali disponibili (Defina, 2003). D'altra parte, un'attenta analisi dei risultati evidenzia la tendenza a produrre zone alternate di erosione e di deposito in corrispondenza dei nodi della griglia di calcolo, producendo delle irregolarità che creano un effetto a 'macchie di leopardo' e che in alcuni casi si amplificano generando instabilità.

Nel presente lavoro, dopo una sommaria descrizione del modello matematico utilizzato, si illustrano le attività di sperimentazione numerica condotte allo scopo di individuare le cause delle anomalie riscontrate, nonché le soluzioni adottate.

2 IL MODELLO MATEMATICO

Nel modello morfodinamico, il modulo idrodinamico e quello di trasporto sono risolti in sequenza, secondo il classico approccio non accoppiato. Il modulo idrodinamico è uno strumento per l'analisi del moto a superficie libera di onde lunghe in acque basse. Esso risolve le equazioni di Reynolds 2D (1) e l'equazione di continuità (2) adottando uno schema di sottogriglia che consente di simulare in modo efficace l'*overland flow* e le dinamiche di asciutto/bagnato su fondali irregolari e bassi numeri di Froude (Defina, 2000):

$$\frac{d}{dt} \frac{\mathbf{q}}{Y} - \frac{1}{Y} \nabla \cdot \mathbf{R} + \frac{\tau_{bs}}{Y\rho} + g\nabla h = 0 \quad (1)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{q} + \eta \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

Nelle precedenti equazioni, $\mathbf{q} = (q_x, q_y)$ è la portata specifica, Y è l'altezza d'acqua effettiva o il volume d'acqua per unità di area, \mathbf{R} è il tensore degli sforzi di origine turbolenta, $\tau_{bs} = (\tau_{bx}, \tau_{by})$ rappresenta il vettore

degli sforzi tangenziali al fondo, ρ è la densità del fluido e g l'accelerazione di gravità.

Il modulo di trasporto valuta dapprima l'intensità delle portate solide con la relazione empirica di Meyer-Peter e Müller (3), opportunamente corretta secondo le indicazioni di *Struiksmas* (1985) e *Struiksmas & Crosato* (1989) per tenere conto degli effetti della pendenza del fondo sull'entità e sulla direzione dei flussi solidi. Successivamente, determina le variazioni di quota dell'alveo risolvendo, con un approccio agli elementi finiti, l'equazione di Exner (4) di bilancio dei sedimenti (*Defina*, 2003):

$$q_{bo} = 8\sqrt{gd^3(s-1)}(\mu\theta - \theta_c)^{3/2} \quad (3)$$

$$(1-n)\frac{\partial z}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{q}_b = 0 \quad (4)$$

dove d e s sono il diametro medio dei sedimenti e la densità relativa, μ è il *ripple factor*, θ e $\theta_c=0.047$ sono rispettivamente il parametro di Shields e il suo valore soglia, n è la porosità, z è la quota del fondo, $\mathbf{q}_b = q_b(\cos\alpha, \cos\beta)$ è il vettore delle portate solide, q_{bo} l'intensità secondo Meyer-Peter e Müller; q_b la portata solida corretta (*Struiksmas*, 1985; *Struiksmas & Crosato*, 1989) e α è la direzione di trasporto dei sedimenti.

Pur rinviando a *Defina* (2000, 2003) per maggiori dettagli, si ritiene opportuno evidenziare che nel modello scelto le quote idrometriche sono definite nei nodi del reticolo di calcolo mentre le quote del fondo, le velocità, le portate liquide e le portate solide sono assunte costanti nelle maglie e definite nei rispettivi baricentri.

3 L'EQUAZIONE DI BILANCIO DEI SEDIMENTI DI EXNER

Come anticipato nell'introduzione, il modello matematico così sviluppato è in grado di descrivere con un buon grado di dettaglio i meccanismi di erosione, trasporto e deposito dei sedimenti e le variazioni morfologiche da essi indotte, ma fornisce delle soluzioni che a regime presentano una serie di irregolarità non sempre compatibili con il fenomeno indagato.

Ciò è emerso chiaramente nella prima fase della sperimentazione numerica durante la quale sono stati indagati alcuni casi semplici e di banale interpretazione. Si riporta qui il caso di una canaletta a sezione rettangolare (larga 10 m, lunga 100 m) e pendenza uniforme ($i_f = 1\%$), in condizioni stazionarie di moto e di trasporto dei sedimenti, nella quale è stata inserita una duna (Figura 2a); per altre situazioni esaminate valgono analoghe considerazioni.

Lo stesso problema è stato successivamente riscontrato anche nell'analisi del fenomeno di formazione delle barre alternate, già descritto in *Defina* (2003) e recentemente ripetuto (Figura 3a).

Le indagini condotte hanno suggerito che all'origine di queste irregolarità vi fosse l'approccio utilizzato per l'implementazione dell'equazione di Exner.

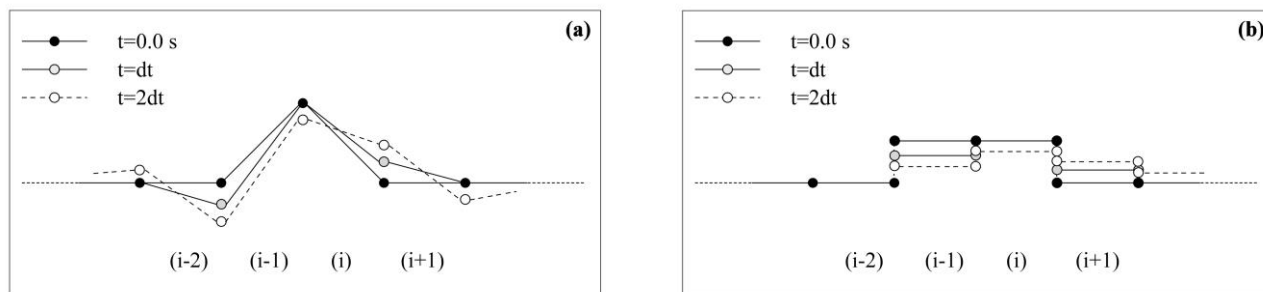


Figura 1. Schema 1D per la valutazione del bilancio dei sedimenti sui nodi del reticolo di calcolo (a) e sugli elementi (b).

Facendo infatti riferimento per semplicità ad uno schema di calcolo monodimensionale (Figura 1) e considerando che la portata solida è funzione decrescente della profondità della corrente, è semplice verificare che una valutazione delle variazioni morfologiche del fondo basata su di un bilancio dei sedimenti effettuato in corrispondenza ai nodi del reticolo di calcolo, porta inevitabilmente all'individuazione di una configurazione di equilibrio caratterizzata dalla presenza di alcune irregolarità residue; questo non succede

se il bilancio dei sedimenti è valutato sugli elementi, in corrispondenza dei quali è definita la quota del fondo utilizzata dal modulo idrodinamico per la stima del campo di moto.

3.1 Implementazione ai volumi finiti

Nel modello originario (Defina, 2003), l'equazione di bilancio dei sedimenti di Exner è stata implementata agli elementi finiti valutando il deposito/erosione sui nodi del reticolo di calcolo. Perciò, il modulo morfodinamico modifica le quote del fondo nodali e, successivamente, aggiorna le quote delle maglie mediante interpolazione lineare delle quote del fondo dei tre nodi afferenti ad esse afferenti.

Alla luce delle precedenti considerazioni, si è ritenuto poco conveniente definire su punti diversi della griglia le quote del fondo utilizzate dal modulo idrodinamico e dal modulo morfodinamico poiché, come si può intuire anche da un'analisi di Figura 2a, l'erosione che dovrebbe interessare esclusivamente la duna viene in questo modo attribuita anche al nodo a monte della duna stessa. È inoltre evidente che con questo tipo di approccio un'unica configurazione delle quote di maglia è compatibile con diverse distribuzioni delle quote nodali, in quanto le prime discendono dalle seconde mediante un processo di media (per es., quote del fondo nodali distribuite a lama dentata sono compatibili con quote di maglia nulle ovunque). Si è perciò ritenuto più appropriato valutare l'azione di erosione e di deposito della corrente direttamente sulle maglie. L'equazione (4) è stata quindi risolta su ogni singola maglia, con un approccio ai volumi finiti, descrivendo il fondo in modo univoco per entrambi i moduli.

Discretizzando la derivata temporale in (4) alle differenze finite, la soluzione dell'equazione di Exner consente di aggiornare le quote del fondo di maglia in accordo con la seguente espressione:

$$z_i(t + \Delta t) = z_i(t) - \frac{\Delta t}{(1-n)A_i} \sum_{k=1}^3 F_{ki}, \quad i = 1, N \quad (5)$$

dove z_i e A_i sono la quota e l'area in pianta della maglia i -esima, $F_{ki} = \mathbf{q}_{bi} \cdot \mathbf{n}_k l_{ki}$ è il flusso di portata solida che attraversa il k -esimo lato, N è il numero di elementi che compongono il reticolo di calcolo. Il flusso di lato F_{ki} è determinato mediante *upwinding*, in accordo con la direzione della portata solida. Per una stima più accurata, il flusso è corretto in funzione della pendenza del fondo calcolata a cavallo del lato in esame (Struiksmas, 1985).

Il nuovo approccio garantisce la conservazione della massa di sedimento e una maggiore stabilità rispetto all'approccio agli elementi finiti precedentemente utilizzato.

3.2 Esperimenti numerici

Il modello numerico modificato è stato preliminarmente testato riproducendo gli esempi già descritti all'inizio di questo paragrafo. Con riferimento all'evoluzione della duna, in Figura 2 sono poste a confronto le soluzioni proposte dal modello originario e da quello modificato. Sono evidenti i significativi miglioramenti ottenuti: le soluzioni individuate risultano ora stabili e accurate, e le irregolarità del fondo presenti all'inizio della simulazione subiscono un progressivo e graduale spianamento fino alla loro completa scomparsa.

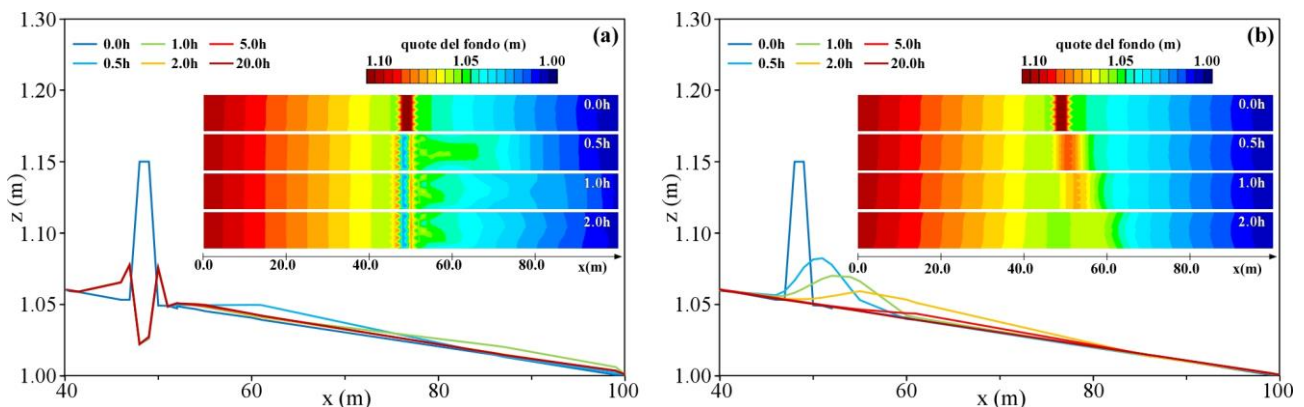


Figura 2. confronto tra i profili longitudinali e la topografia del fondo rispettivamente fornite dal modello originario (a) e da quello modificato (b) nel caso di una canaletta a sezione rettangolare nella quale è stata inserita una duna.

Con il modello numerico modificato sono stati successivamente riproposti alcuni esperimenti numerici già condotti da Defina (2003) per riprodurre precedenti indagini di laboratorio (Lanzoni, 2000) sul processo di formazione e crescita delle barre alternate.

Gli esperimenti sono stati condotti in una canaletta a sezione rettangolare larga 1.5m e lunga 55m in Lanzoni (2000) e 117.5m in Defina (2003). I risultati numerici ottenuti (Figura 3a) hanno mostrato una buona corrispondenza con quelli di laboratorio: dopo la formazione le barre tendono progressivamente a una condizione di equilibrio caratterizzata da lunghezze d'onda e altezze superiori a quelle iniziali; negli ultimi istanti della simulazione le barre raggiungono una lunghezza d'onda di circa 14 m, contro i 10 m misurati in laboratorio, e un'altezza d'onda di circa 8 cm e appena superiore ai 7 cm di Lanzoni (2000). I profili longitudinali del fondo mostrano infine lo stesso comportamento osservato da Lanzoni (2000), secondo cui il profilo, lungo l'asse, tende a disporsi seguendo il più alto tra i profili destro e sinistro.

Le simulazioni effettuate con il modello modificato (Figura 3b) confermano le conclusioni di Defina (2003) e mostrano un incremento di accuratezza nella stima della lunghezza d'onda e dell'altezza delle barre, che assumono rispettivamente valori medi di circa 9.6 m e 6.7 cm. La soluzione risulta inoltre più stabile e liscia, nonché priva delle irregolarità visibili nei profili longitudinali ottenuti da Defina (2003).

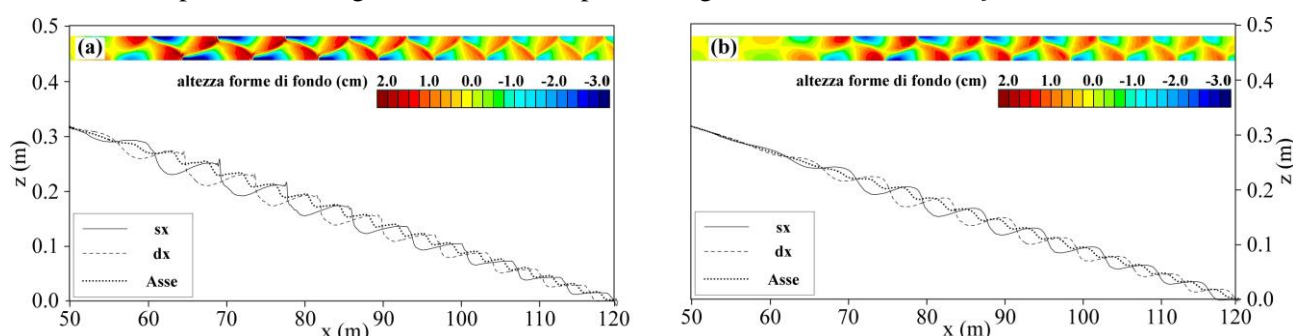


Figura 3. Profili longitudinali e topografia del fondo valutati alla 10^a ora dal modello originario (a) e da quello modificato (b) nell'ambito di alcuni esperimenti numerici sul processo di formazione e crescita delle barre .

4 CONCLUSIONI

È stato brevemente introdotto il problema della stabilità nella soluzione numerica dell'equazione di Exner e sono state descritte alcune delle difficoltà e problemi di accuratezza nella sua discretizzazione in un modello morfodinamico bidimensionale agli elementi finiti.

L'approccio ai volumi finiti per la soluzione dell'equazione di Exner, implementato all'interno del precedente modello, ha consentito di superare i problemi di instabilità, precedentemente riscontrati, e di incrementare l'accuratezza della soluzione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Defina, A. Two-dimensional shallow flow equations for partially dry areas, *Water Resources Research*, 2000, 36(11), 3251-3264.
- Defina, A. Numerical experiments on bar growth, *Water Resources Research*, 2003, 39(4), 1092.
- Lanzoni, S. Experiments on bar formation in a straight flume 1. Uniform sediment, *Water Resources Research*, 2000, 36(11), 3337-3349.
- Lesser, G.R. An Approach to Medium-term Coastal Morphological Modelling, Ph.D. dissertation, The Delft University of Technology, Delft, 2009.
- Struiksma, N. Prediction of 2-D bed topography in rivers, deformation in curved alluvial channels, *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 1985, 111(8), 1169-1182.
- Struiksma, N. & Crosato, A. Analysis of 2-D bed topography model for rivers, *River Meandering Water Resources Monograph Series* edited by Ikeda, S. And Parker, G., 1989, 12, 153-180.
- Volp, N.D., A subgrid based approach for morphodynamics modeling, *Advances in Water Resources*, 2015, 000, 1-13.

REGULAR BREAKING WAVES PAST A SUBMERGED BERM

Luca Chiapponi ¹, Maria Clavero ², Miguel A. Losada & ²Sandro Longo ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura (DICAteA), Università di Parma, Parco Area delle Scienze, 181/A, 43124 Parma, Italy; (2) Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra, Universidad de Granada, Avda. del Mediterráneo s/n, 18006 Granada, Spain

KEY POINTS:

- The velocity fields induced by regular breaking waves past a fixed bar on a 1:10 rigid plane slope were measured and analysed using a volumetric particle-tracking velocimetry system.
- The linear momentum is generally positive during breaking (transfer toward the crest) and negative immediately after breaking (transfer from the crest toward the underlying flow field).
- The average pressure gradient during breaking influences the profile of the breaker.

1 INTRODUCTION

Waves and breaking waves are a dominant component of the surface of seas and lakes and play an important role in gas, heat and chemical exchanges at the interface between water and air. Breaking is almost always present in shallow water where it is induced by bathymetry. Breaking occurs in random locations, even if the waves are periodic and regular, such as in a laboratory flume. If a submerged bar is present, either natural or man-made, the breaking section for regular waves is nearly deterministic because the bar forces the instability. However, even though bars force the regular appearance of breakers, the phenomenon preserves an intrinsic non-deterministic variability in its flow structure and in the overall geometry.

The aims of the present work are the analysis of the flow field in the breaker, the quantification of the terms in the equations usually adopted for modelling the flow and the turbulence, the identification of the level of isotropy/anisotropy in the turbulence (not detailed in the present paper), and the analysis and balance of vorticity and the coherent structures (not detailed in the present paper). The data presented here refer to a diffuse natural cross-shore geometry, where a sand bar naturally develops on an inclined submerged beach profile as a consequence of sediment transport induced by currents and breaking waves.

2 EXPERIMENTAL APPARATUS AND EXPERIMENTS

The experiments were conducted in the wave flume located in the Laboratorio de Dinámica de Fluidos Ambientales of the CEAMA (Centro Andaluz de Medio Ambiente) in Granada. The flume is 23 m long, 100 cm high, and 65 cm wide. A sketch of the flume is shown in Figure 1(a).

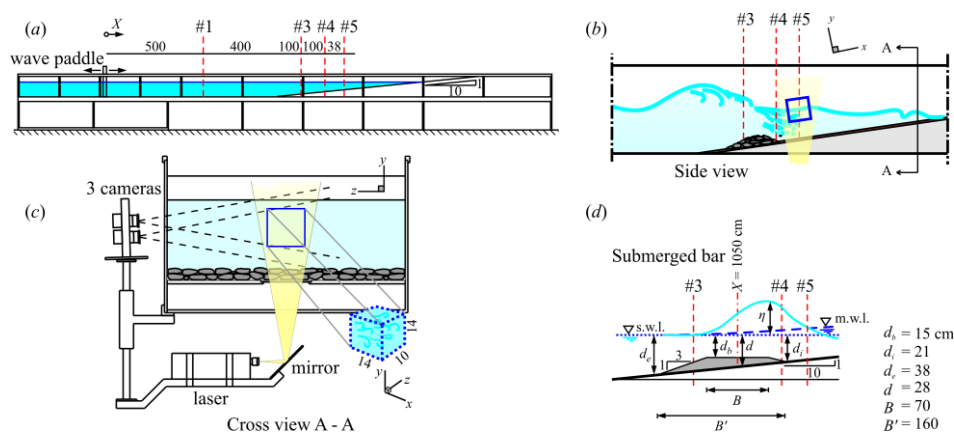


Figure 1. The experimental flume: (a) side view of the flume; (b) layout of the bar and of the volume of measurement; (c) cross view of the flume; (d) the geometry of the bar, characterized by $d_b/d = 0.54$, where $d = 28$ cm is the still water depth in the mid-section of the bar ($X = 1050$ cm). The dot line indicates the still water level, the dashed line is the mean water level (wave set-up or set-down). Dimensions are in centimetres.

At one end of the flume, a piston-type wave maker is equipped with an active wave absorption control system (AWACS) for the absorption of the reflected waves. An artificial slope of 1:10 was built starting at $X = 900$ cm (the origin of the external coordinate system X is the mid-position of the wave paddle), with a berm of stones and plastic blocks usually used in physical models of berm breakwaters at $X = 1050$ cm, with a crest ≈ 70 cm wide and ≈ 15 cm beneath the still water level, see Figure 1(d). A glass window was positioned at the bottom in the measuring section to allow laser penetration. The camera system (V3V by TSI Inc.) was positioned with a side view of the flume and the volume of measurements was a cube with a side length equal to ≈ 14 cm in the cross-shore and vertical directions and to ≈ 10 cm in the alongshore direction, and it was centred at $X = 1138$ cm in the middle of the channel. In this paper, all the experimental data are presented in the local coordinate system $x - y - z$. The surface elevation during tests was measured in several sections (see Figure 1(a)), including the section of the breaker, using Ultrasonic probes (UltraLab® USL 80D by General Acoustics, sensor model USS635, accuracy on the instantaneous water level measurements equal to ≈ 0.5 mm) with data acquired at 200 Hz. The acquisition of the V3V images was controlled by the signal of probe in Section 4, where the internal toe of the bar was positioned. Nine different experiments were performed with regular first-order Stokes waves with the periods $T = 1.5, 2.0$ s and target wave height (almost coincident with the generated wave height) $H_0 = 6, 7, 8, 9$ and 10 cm. According to the values of the Iribarren number, defined as $\xi_0 = \tan\alpha / \sqrt{H_0/L_0}$ with α the bed slope, the breakers should be plunging ($0.5 < \xi_0 < 3.3$); however, the presence of the bar induced breaking, resulting in the spilling type.

For each wave test, 10 sequences were acquired, with each sequence containing 10 or 13 shots (for the 1.5 s and the 2.0 s period waves, respectively) acquired at the maximum allowed frequency, i.e., 7.25 Hz.

Experimental data in planar PIV and in V3V require the elimination of background noise, the detection of outliers and the filling of gaps due to missing data. Among the various techniques (see *Kitzhofer et al.* 2011), we chose the “snapshot” Proper Orthogonal Decomposition (POD) as introduced by *Sirovich* (1987). The signal is analysed to detect the best base described by several modes, and each snapshot can be reconstructed as a linear combination of the elements of the base (the modes). The number of modes in the POD technique is equal to the number of snapshots available. The modes can be ranked according to their energy contribution, and the reconstruction includes a limited number of modes, in most cases those containing at least 90% of the total energy, without residual modes containing more than 1% of the total energy.

Figure 2 shows the instantaneous velocity vectors, the phase-averaged velocity and the fluctuating component (the difference between the instantaneous and the phase-averaged velocity) for a snapshot of Experiment 6b ($H_0 = 6$ cm, $T = 2$ s). For clarity, only the data in the $x - y$ vertical plane in the mid-section of the flume ($z = 0$) are presented.

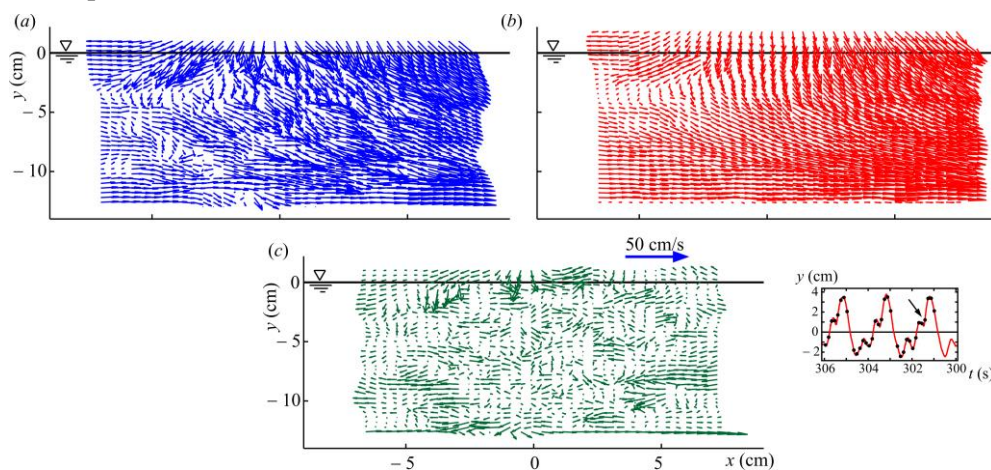


Figure 2. Experiment 6b, the fourth shot in a sequence of 13 shots of the first measured wave cycle. (a) Instantaneous velocity in the mid plane of the flume ($z = 0$); (b) phase-averaged velocity, and (c) velocity vectors difference (fluctuating velocity) between the instantaneous velocity and the phase-averaged velocity. Only velocity components in the $x - y$ plane are shown. The inset depicts the surface elevation time series with the symbols indicating the time of the shot.

3 RESULTS AND DISCUSSION

Adopting the Reynolds decomposition, the main variables in a turbulent flow, velocity components and pressure, are separated into an (phase-)average value and the fluctuation:

$$u_i = \tilde{u}_i + u'_i, \quad p = \tilde{p} + p' \quad (1)$$

where $i = 1, 2, 3$, ($x - y - z$). The phase-averaged velocity \tilde{u}_i is the organised part of the flow and in the present analysis includes the time-averaged velocity (the undertow below the trough level). The equations of motion for the average flow in an incompressible fluid are

$$\underbrace{\frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial t}}_{I_m} + \underbrace{\tilde{u}_j \frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial x_j}}_{II_m} = - \underbrace{\frac{1}{\rho} \frac{\partial \tilde{p}}{\partial x_i}}_{III_m} + \underbrace{g_i}_{IV_m} + \underbrace{\frac{1}{\rho} \frac{\partial \tilde{\tau}_{ij}}{\partial x_j}}_{V_m} - \underbrace{\frac{\partial \tilde{u}'_i \tilde{u}'_j}{\partial x_j}}_{VI_m} \quad (2)$$

where ρ is the mass density of the fluid, g_i is the i th component of the acceleration of gravity, τ_{ij} is the stress tensor due to the viscosity. The term $u'_i u'_j$ represents the Reynolds stress tensor. The terms in eq.(2) are conventionally defined as local inertia (I_m), advection (II_m), gradient pressure (III_m), gravity contribution (IV_m), viscous stresses contribution (V_m), and turbulent stresses contribution (VI_m). The gravity term is negated by considering the pressure field which excludes the hydrostatic effect; hence, the sum of the gradient pressure and the gravity contribution ($III_m + IV_m$) is the net gradient pressure. We take advantage of the availability of measurements of three velocity components in several points in space and at different times to estimate all the terms in eq.(2). The results are presented in non-dimensional form with a vertical length scale given by the mean water depth $d + \bar{\eta}$, where d is the still-water depth and $\bar{\eta}$ is the time-averaged surface elevation. The velocity scale is given by $\sqrt{g(d + \bar{\eta})}$, and the time scale is given by the wave period T . The horizontal length scale is $T\sqrt{g(d + \bar{\eta})}$. Surface elevations are measured from the mean water level; hence, $\zeta = (y - \bar{\eta})/(d + \bar{\eta})$.

Four of the six terms in the linear momentum balance equation in the cross-shore direction were directly estimated. Local inertia is generally dominant, with advection on a smaller order of magnitude, except immediately after breaking. Additionally, the turbulent (Reynolds) stress contribution becomes relevant essentially during breaking, whereas the viscous stress contribution is three orders of magnitude smaller than all other contributions. The net gradient pressure term (excluding the hydrostatic component), was computed by summing all the estimated terms. The phase resolved contributions integrated in the vertical are shown in Figure 3 for the cross-shore (x), the vertical (y) and the alongshore (z) directions.

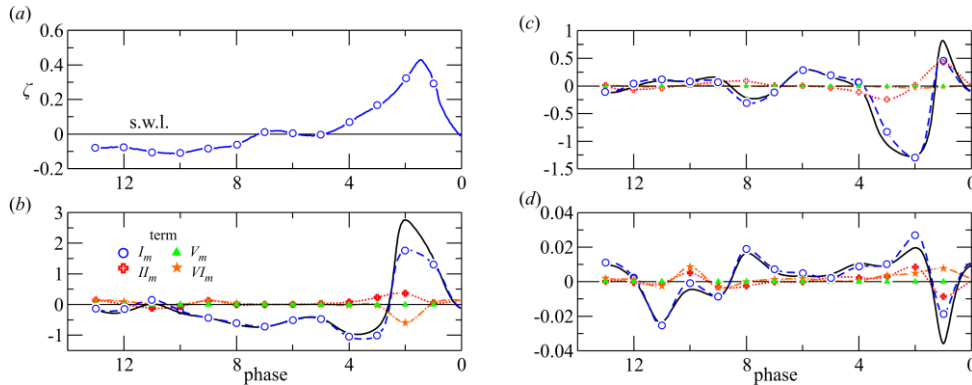


Figure 2. Experiment 9b ($H_0 = 9$ cm, $T = 2$ s). (a) Phase-averaged surface elevation; (b) terms in linear momentum balance in the cross-shore direction, (c) in the vertical direction, and (d) in the alongshore direction. The dashed line refers to local inertia (I_m), the dotted line refers to advection (II_m), the dash-dotted line refers to turbulent stress contribution (VI_m), and the solid line indicates the net gradient pressure. The triangles represent the viscous term contribution (V_m) which is almost negligible in all the three directions.

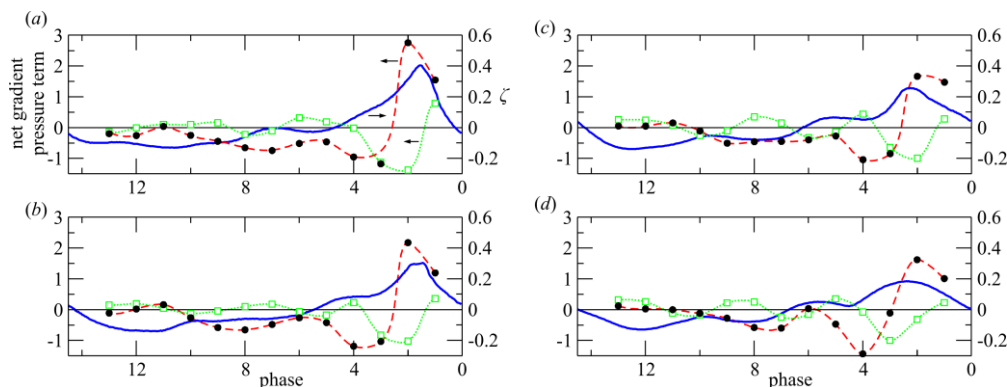


Figure 4. Net gradient pressure term in the x (cross-shore) and y (vertical) directions, and breaking wave profile for Experiments 9b-8b-7b-6b (panels a-b-c-d). The solid blue line is the wave profile (referred to the right vertical axis), filled circles (dashed red line) are the estimated net pressure gradient term in the cross-shore direction, empty squares (dot green line) are the estimated net pressure gradient term in the vertical direction. The net pressure gradient terms are referred to the left vertical axis.

In the cross-shore direction (Figure 3b), for most of the wave cycle the net gradient pressure balances only local inertia because advection and the turbulent stress contribution are negligible. Only beneath the crest does the gradient pressure act against local inertia, advection and turbulent stresses, and it is equal to approximately three times the gravity component parallel to the bottom or one-fourth the value of gravity. For plunging breakers, the peak gradient pressure is much stronger, up to 5 g (see, e.g., *Peregrine* 1983). We recall here that the present data are missing the peak values. In the vertical direction (Figure 3c), advection is comparable to local inertia immediately before breaking, with positive values, and the subsequent phases are almost completely dominated by local inertia. Turbulent stresses play a minor role with respect to the cross-shore dynamics, and viscous stresses are negligible. In the alongshore direction (Figure 3d), all terms are much smaller than in the other two directions. In the presence of a rigorous symmetry, flat profiles were expected for all the terms, and the presence of a periodic variation in the inertial terms clearly indicates that alongshore dynamics are triggered by instabilities of various origins, including systematic asymmetries in the breaker, which is a three-dimensional phenomenon. It is expected that in larger flumes these three-dimensional effects are more evident. Notably, the inertial terms and turbulent stresses are comparable during the entire wave cycle. The gradient pressure term is considered a key element in the shape of the profile of the breaker. It achieves the highest values during steepening of the wave crest and strongly contributes to the aspect of the breakers and to the post-breaking wave profile evolution.

Figure 4 (a,b,c,d) shows the net pressure gradient terms in the x and y directions for the $T = 2.0$ s wave tests. The net pressure gradient term in both directions oscillates following the wave profile but with a phase shift, being zero several times and being the cross-shore one the largest in most cases (but not as large as it should be expected). A steep front (Figure 4a,b) is forced by the large positive value of the cross-shore pressure gradient with a peak value delayed with respect to the wave crest; the delay is reduced for smaller wave breaking height (Figure 4c,d). Steepening of the wave front is strongly correlated to the cross-shore net pressure gradient term, while smoothening of the wave profile is correlated with the vertical component of the net pressure gradient. The results for the other waves (with period $T = 1.5$ s) are similar (not shown).

REFERENCES

- Kitzhofer, J., Nonn, T. & Brcker, C. 2011 Generation and visualization of volumetric PIV data fields. *Experiments in Fluids* 51 (6).
- Longo, S. 2012 Wind-generated water waves in a wind tunnel: Free surface statistics, wind friction and mean air flow properties. *Coastal Engineering* 61 (1), 27-41.
- Longo, S., Petti, M. & Losada, I.J. 2002 Turbulence in the swash and surf zones: a review. *Coastal Engineering* 45 (34), 129-147.
- Nadaoka, K., Hino, M. & Koyano, Y. 1989 Structure of the turbulent flow field under breaking waves in the surf zone. *Journal of Fluid Mechanics* 204, 359-387.
- Peregrine, D.H. 1983 Breaking waves on beaches. *Ann. Rev. Fluid Mech.* 15, 149-178.
- Petti, M. & Longo, S. 2001 Turbulence experiments in the swash zone. *Coastal Engineering* 43 (1), 1-24.
- Sirovich, L. 1987 Turbulence and the dynamics of coherent structures. Part I, II and III. *Quart. Appl. Math.* XLV(3), 561-590.
- Tennekes, H. & Lumley, J.L. 1972 *A first course in Turbulence*. Cambridge University Press.

TURBULENCE PROPERTIES OF THE URBAN BOUNDARY LAYER

Annalisa Di Bernardino ¹, Paolo Monti ¹, Giovanni Leuzzi ¹ & Giorgio Querzoli ²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università di Roma "La Sapienza"; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile Ambientale e Architettura, Università degli Studi di Cagliari.

KEY POINTS

- The work investigates turbulence parameters characterizing urban boundary layers reproduced in the water-channel; arrays of cubes and parallelepipeds are used to simulate real urban arrangements.
- The friction velocity above the obstacles depends on the planar area fraction in case of obstacles of equal heights, while this does not happen in the case of arrangements of obstacles with uneven heights.
- The Prandtl mixing length is constant in the roughness sublayer above the obstacles; then it fits the theoretical behavior in the overlying constant flux layer only for arrangements with obstacles of equal heights.

1 INTRODUCTION

Buildings, vegetation and other features characterizing a city cause the urban boundary layer (UBL) to establish. Given the operational difficulties and large costs, observational networks in urban areas are generally too coarse to resolve with the due detail the space variations of the wind field as well as the spatial distribution of other variables governing the UBL. This is the main reason why both laboratory scale experiments and numerical models have been used in recent years to investigate flow and turbulence in the UBL. Nonetheless, important issues still remain unresolved. One of these is the determination of the vertical profile of the wind speed, $\bar{u}(z)$, which represents a fundamental subject in urban micrometeorology (bar indicates average, while z is the vertical axis). The main difficulty in modeling $\bar{u}(z)$ comes from the peculiar vertical structure of the UBL (Fig. 1), which include (i) the urban canopy layer, UCL, which extends from the ground up to the average height of the buildings, H ; (ii) the roughness sublayer, RSL, typically of thickness $(2-5)H$ (Rotach, 1999), which comprises the height range where the flow is strongly influenced by the roughness elements and, therefore, spatially inhomogeneous; (iii) the constant flux layer, CFL, where the turbulent fluxes are nearly constant and the direct effect of the buildings is negligible.

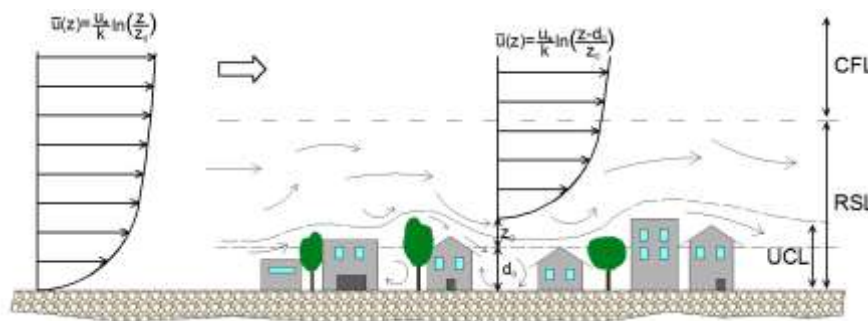


Figure 1. Sketch of the UBL. The expressions of the log-laws valid for flat terrain and urban canopies are also shown.

Particular attention has been paid in the past to the definition of similarity laws capable of describing $\bar{u}(z)$ that could have applicability for the whole UBL or, at least, for one of its sublayers. Within the UBL, the canonical log-law valid for flat terrain is no longer valid. One of the most utilized expressions for $\bar{u}(z)$ in the UBL reads (Britter & Hanna, 2003):

$$\frac{\bar{u}(z)}{u_*} = \frac{1}{k} \ln\left(\frac{z - d_0}{z_0}\right) \quad (1)$$

where u_* is the friction velocity, $k=0.4$ is the von Karman constant, while z_0 and d_0 are the roughness length and the displacement height, respectively. In principle, eq. (1) holds in the CFL only, and could not be used within the RSL in that the friction velocity is not constant therein. However, given the poor understanding of the RSL physics, eq. (1) is commonly applied also below the CFL down to $z = d_0 + z_0$. One consequence of this assumption is that the Prandtl's mixing length:

$$l_m(z) = u_* \left(\frac{d\bar{u}(z)}{dz} \right)^{-1} \quad (2)$$

assumes the form:

$$l_m(z) = k(z - d_0) \quad (3)$$

both in the RSL and the CFL, eq. (3) being obtained by substituting eq. (1) in eq. (2). On the basis of measurements conducted in the wind tunnel, *Macdonald* (2000) found an expression for $\bar{u}(z)$ alternative to the log-law, obtained by integration of eq. (2). In essence, he assumed that l_m is constant within the canopy, that eq. (3) holds in the CFL and that l_m grows linearly in the matching region between the value of $l_m(z)$ at the top of the canopy and eq. (3), i.e. within the RSL. *Coccal et al.* (2006) found by means of a direct numerical simulation that the hypothesis of constancy of $l_m(z)$ within the canopy is not acceptable. Note that both the *Macdonald* (2000) model and the *Coccal et al.* (2006) simulations referred to one kind of urban geometry only, i.e. a regular array of cubes with planar area fraction $\lambda_p = 0.25$ (i.e. the ratio between the planar area of roughness elements to the total surface area). More recently, *Kono et al.* (2010) extended the analysis by *Coccal et al.* (2006) to a broader range of λ_p by performing a large eddy simulation of flow around cubical blocks. However, it still is not well clear whether or not the proposed forms for $l_m(z)$ are valid also for other geometrical arrangements.

In this paper, we describe water-channel experiments of flow around three-dimensional (3D) arrangements of obstacles, and discuss how $l_m(z)$ depends on the geometrical arrangement.

2 EXPERIMENTAL SETUP

Two geometrical arrangements were used to investigate (i) canopies with elements of equal height for $\lambda_p = 0.1, 0.2$, and 0.5 , in order to investigate the isolated roughness flow, the wake interference regime and the skimming flow (see Fig. 2); (ii) canopies with buildings of variable height, in which two geometrical arrangements with $\lambda_p = 0.2$ and 0.4 are investigated to represent more realistic situations and to analyze the influence of the building height inhomogeneities on the flow field.

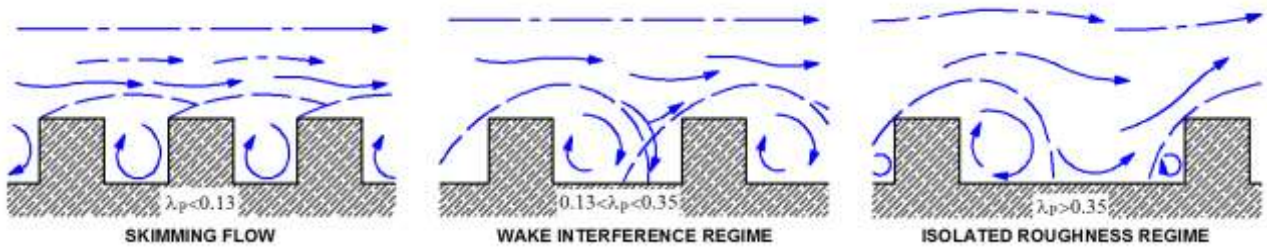


Figure 2. Typical flow regimes for arrays of obstacles.

The experiments were performed in a closed-loop open water channel (Fig. 3) located at the Laboratory of Hydraulics of the University of Rome “La Sapienza”. The channel is 7.40 m long, 0.35 m high and 0.25 m wide along the x (streamwise), z (vertical), and y (transversal) axes, respectively. To observe the flow visually, the lateral sides of the channel are made up of transparent glass. The flume is fed by a constant head reservoir. For more details on the experimental apparatus see *Di Bernardino et al.* (2015).

For the arrangements of obstacles with equal height, the roughness elements are cubes glued onto the channel bottom in aligned patterns. The cubes have $H=0.015$ m long edges and the distance between them (i.e. the street width) ranges from $\sim 0.6H$ up to $\sim 2.1H$. For the arrays with random heights, parallelepipeds 0.01, 0.015 and 0.02 m tall were used with the constraint to maintain the same average height ($H=0.015$ m) of the arrangements with uniform height. The normalized standard deviations of all buildings arrays $\sigma_H/H = [\sqrt{\sum_{i=1}^n (H_i - H)^2 / n}] / H$ is 0.4. Here, H_i is the height of the i -th building, while n is the number of buildings. A thin laser light sheet (2 mm thick) from a 5-W green laser beam passing through cylindrical lens illuminates the measurement plane. The water is seeded with non-buoyant particles (2 μm in diameter) which are assumed to be passively transported by the flow. The framed area is 0.099 m wide (x -axis) and

0.072 m high (z -axis). A set of images was taken during each experiment by means of a high-speed video camera at 250 Hz (resolution 1280x1024 pixels) for a 40 s time interval. Velocity measurements are performed using a feature tracking technique that, by means of a dedicated algorithm, recognises particle trajectories. A Gaussian interpolation algorithm was applied to the scattered velocity samples to obtain a two-dimensional, Eulerian description of the motion on the x - z plane. After this procedure, a total of 10000 flow fields (one every 1/250 s) with spatial resolution of 0.001 m results. Given the lack of optical access to the area between the obstacles, in what follows, results are depicted only for $z/H > 1$, for configurations with cubes of uniform height, and for $z/H > 1.33$ for arrays of obstacles with variable height.

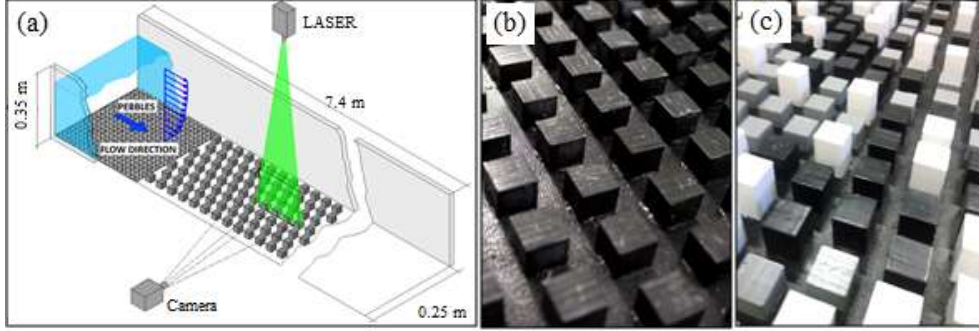


Figure 3. (a) Layout of the experimental setup. Photographs of obstacle arrays with uniform and non-uniform heights are depicted in (b) and (c), respectively.

3 RESULTS AND DISCUSSION

Before beginning the analysis of l_m/H , it is useful to investigate the vertical profiles of the friction velocity $\langle u_*(z/H) \rangle$. Here, $\langle \cdot \rangle$ indicates spatial averaging performed, for each z -level, along the x -axis in the area overlying the obstacles. The spatial averages are performed considering the same number of obstacles for all three λ_p . Since the interrogation window passes through the central section of the obstacles, the averaging procedure might not be sufficient for reproducing the actual value of $\langle u_*(z/H) \rangle$ characterizing the obstacle array as a whole. This must be taken into account when interpreting the results.

Figure 4b shows the vertical profiles of $\langle u_*(z/H) \rangle$ in case of arrays of cubes of constant height. $\langle u_*(z/H) \rangle$ decreases nearly 30% from the isolated roughness regime ($\lambda_p = 0.1$) to the skimming flow ($\lambda_p = 0.5$) as a result of the lower roughness induced by the surface. In fact, as noted by Grimmond and Oke (1999), when the density of the roughness elements overcomes a certain limit, the flow has difficulty in penetrating the interelement spaces and therefore it skims, remaining nearly parallel to the element top. The decrease in $\langle u_*(z/H) \rangle$ is accompanied by an increase of the streamwise velocity (not shown), as a result of the lower interference between inner and outer flow. A question arises concerning the influence of λ_p on the RSL depth, z^* , defined here as the height at which $\langle u_*(z/H) \rangle$ exhibits its maximum magnitude. While for two-dimensional arrangements (i.e. street canyons) z^* increases passing from the skimming flow to the wake-interference regime (see for example Salizzoni *et al.*, 2011; Di Bernardino *et al.*, 2015), for the present 3D geometries that behaviour does not hold in that the profiles of $\langle u_*(z/H) \rangle$ do not show any dependence of z^* on λ_p , being $z^* \cong 1.3H$ for all three arrangements. A possible explanation might be the different nature of 2D and 3D canopy flows, the latter being characterized by a horizontal flow within the canopy that lowers the exchange of mass and momentum between outer and inner flow. For the arrays of obstacles of uneven heights (Fig. 4d) the RSL is deeper ($z^* \cong 1.7H$) compared to what happens for the arrays of uniform height. In addition, $\langle u_*(z/H) \rangle$ seems not to depend on λ_p and shows a smoother pattern. All these affects are interrelated and could be qualitatively explained in terms of larger mixing due to the stronger interaction between obstacles and flow.

With regard to l_m/H (Fig. 4a and c), although the scatter of data complicates the analysis, interesting characteristics can be inferred. In particular, for the arrays of obstacles of equal heights (i) l_m/H is nearly constant ($\cong 0.05$) within the RSL irrespective of λ_p ; (ii) it increases with height nearly parallel with the theoretical law eq. (3) in the overlaying CFL ($z^* > 1.3H$) when $\lambda_p = 0.1$ and $\lambda_p = 0.4$; this not holds for the wake interference regime, when l_m/H shows a knee at the RSL top. The displacement height used in eq.

(3) is $d_0 = 0.7H$ as suggested by *Grimmond & Oke* (1999). *Coccal et al.* (2006) pointed out that the layer where l_m increases linearly corresponds to an area of blocking of the large, energetic eddies. This blocking layer above the canopy corresponds to the average position of the CFL, which provides a natural mechanism for blocking the eddies, resisting penetration by large structures from below (and from above as well). The present results, therefore, suggest that the RSL acts as an additional, more effective, blocking layer.

The vertical profiles of l_m/H for the arrays of uneven obstacles (Fig. 4c) behave in a way similar to that seen in case of equal obstacles, i.e. a plateau in l_m/H within the RSL followed by a quasi linear trend within the CFL. For the present case, however, since $z^* \cong 1.7H$ instead of $z^* \cong 1.3H$, l_m/H in the CFL is always much lower than the theoretical value. In other words, the deeper the RSL the smaller l_m/H in the CFL above. The vortical structures in the CFL, therefore, should be smaller as a result of the stronger interaction between external flow and canopy caused by variations in building heights. Obviously, this cannot be simulated at all by the theoretical l_m/H , which always provides a linear growth across the whole RSL.

We can conclude on the grounds of the previous results that one of the reasons why the log-law fails in reproducing the vertical profile of the wind speed above the urban canopy is the incorrect modeling of the turbulence implicitly linked to its formulation. That is particularly true within the RSL, where the linear growth with height of the vortical structures size predicted by the log-law deviates significantly from reality.

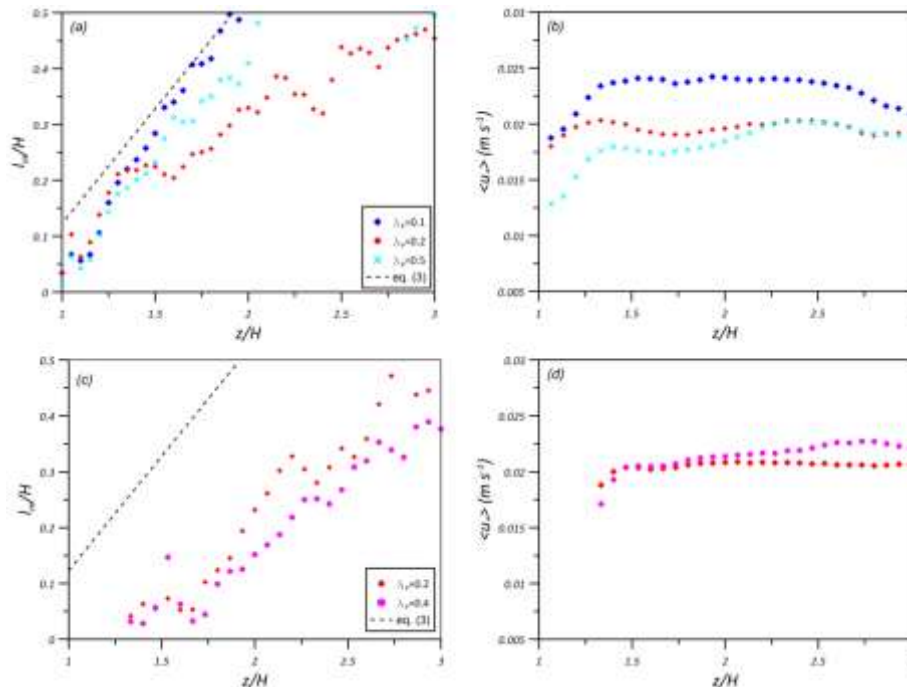


Figure 4. (a) and (b) show the vertical profiles of the non-dimensional mixing length l_m/H as a function of λ_p and the vertical profiles of the friction velocity $\langle u_* \rangle$, respectively, for the arrangements of cubes of constant height. (c) and (d) as in (a) and (b), but for the cases of arrays of parallelepipeds of different heights. The dashed line in each panel indicates eq. (3) with $d_0 = 0.7H$.

REFERENCES

- Coccal, O., Thomas, T.G., Castro, I.P. & Belcher, S.F. Mean flow and turbulence statistics over groups of urban-like cubical obstacles, *Boundary-Layer Meteorology*, 2006, 121, 491-519.
- Di Bernardino, A., Monti, P., Leuzzi, G., & Querzoli, G. Water-channel study of flow and turbulence past a 2D array of obstacles, *Boundary-Layer Meteorology*, 2015, 155, 73-85.
- Grimmond, C.S.B. & Oke, T.R. Aerodynamic Properties of Urban Areas Derived from Analysis of Surface Form, *Journal of Applied Meteorology*, 1999, 38, 1261-1292.
- Kono, T., Tamura, T. & Ashie, Y. Numerical investigations of mean winds within canopies of regularly arrayed cubical buildings under neutral stability conditions', *Boundary-Layer Meteorology*, 2010, 134, 131-155.
- Macdonald, R.W. Modeling the mean velocity profile in the urban canopy layer', *Boundary-Layer Meteorology*, 2000, 97, 25-45.
- Rotach, M.W. On the influence of the urban roughness sublayer on turbulence and dispersion, *Atmospheric Environment*, 1999, 33, 4001-4008.
- Salizzoni, P., Marro, M., Soulhac, L., Grosjean, N. & Perkins, R.J. Turbulent transfer between street canyons and the overlying atmospheric boundary layer, *Boundary-Layer Meteorology*, 2011, 141, 393-414.

LAGRANGIAN SIMULATION OF DRIFTER TRAJECTORIES ADOPTING A NEW EXPLICIT EXPRESSION FOR EDDY DIFFUSIVITIES

Francesco Enrile¹, Simone Boi¹, Daniele Lagomarsino Oneto¹, Giovanni Besio¹,
Marcello G. Magaldi^{2,3}, Andrea Mazzino¹, Alessandro Stocchino¹

¹Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale, Università degli Studi di Genova; ²CNR—ISMAR, La Spezia, Italy;

³Johns Hopkins University, Baltimore, USA

KEY POINTS

- An explicit expression for eddy diffusivities is applied for the first time to field data recorded from coastal radars with the aim of performing Lagrangian simulations
- Energy spectra are evaluated from the velocity fields recorded from coastal radars and despite their coarseness the typical trend proportional to $k^{-5/3}$ is detected
- Availability of drifter trajectories deployed in the sea are used as benchmark to validate the Lagrangian simulations carried out applying the explicit expression for eddy diffusivities

1 INTRODUCTION

Large-scale transport in the Gulf of Trieste (GoT) is investigated in terms of new explicit expressions for eddy-diffusivities and effective advection obtained from asymptotic perturbative methods.

The carrier flow is made up of a large-scale component and a turbulent flow which is at smaller scales than those resolved by measurements carried out by coastal radars.

The perturbative strategy approaching scalar dynamics (Mazzino et al., 2005; Boi et al., 2016) here also takes into account the pre-asymptotic regime (i.e. regime on scales comparable to those of the large-scale velocity). The resulting eddy-diffusivity is thus a tensor field which explicitly depends on the large-scale velocity.

In particular, we apply an expression for eddy-diffusivity fields that holds under hypothesis of stationary, homogeneous and isotropic turbulence, according to Kolmogorov 41 theory.

By means of Lagrangian simulations we quantify the importance of the nontrivial correction to the large-scale advection played by the small-scale dynamics, by comparing the accuracy of our closure to statistics on available datasets of real trajectories of drifter deployed in the GoT.

Lagrangian particles can be simulated by solving either the equation of motion in the form

$$d\mathbf{x}(t) = \mathbf{v}(\mathbf{x}, t)dt \quad (1)$$

or the stochastic differential equation

$$d\mathbf{x}(t) = \mathbf{v}(\mathbf{x}, t)dt + \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t) \cdot d\mathbf{w}(t) \quad (2)$$

where $\mathbf{v}(\mathbf{x}, t)$ is the interpolated velocity field measured by radar, $\mathbf{w}(t)$ is a standard Brownian motion and $\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t)$ is a tensor whose Cartesian entries are the unique positive definite solution to the matrix equation $\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t) \cdot \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t) = 2\mathbf{D}(\mathbf{x}, t)$. $\mathbf{D}(\mathbf{x}, t)$ is the eddy-diffusivity tensor field, whose expression is computed by means of multiple scale perturbation theory at the lowest order, and will not be reported here, it being quite cumbersome. The stochastic differential equation yields a statistical description more similar to the one of the drifters deployed in the GoT with respect to considering no scale under the radar resolution, i.e. by considering equation 1.

2 HF-RADAR VELOCITY FIELDS AND CODE DRIFTERS

Surface velocity fields measured by the coastal radars of the TOSCA EU research project (Tracking Oil Spills & Coastal Awareness Network) recorded in the Gulf of Trieste (GoT) are employed in this work (Bellomo et al., 2015). Field campaigns were carried out and surface drifters were deployed in the sea.

A network of HF-radars has been installed in the GoT area as part of the TOSCA project in order to provide a full coverage of the gulf area and its closest surroundings. The network consists of three monostatic CODAR SeaSonde systems (Panel a) of Figure 1), namely installed at: Aurisina (3° 138 40' 8.5''

E; 45° 44' 28.9" N; Italy), Piran (13° 33' 45.8" E; 45° 139 31' 42.8" N; Slovenia) and Barcola (13° 45' 15.0" E; 45° 140 40' 43.0" N; Italy). The working frequency for all three systems has been set to 25 MHz, bandwidth to 150 kHz.

Surface current information are measured by the HF radar network during the period of the TOSCA 2012 experiment, i.e. during April 23 - 30, 2012. During this period, data gaps (Panel b) of Figure 1) have been partially filled through a linear interpolation both in space and in time.

During the 2012 TOSCA April experiment in the GoT, a total number of 41 CODE (Coastal Ocean Dynamics Experiment) drifters (Davis, 1985; Poulain, 1999) have been launched. This number includes the cases where drifters were caught and re-launched in order to maintain coverage of the HF radar area.

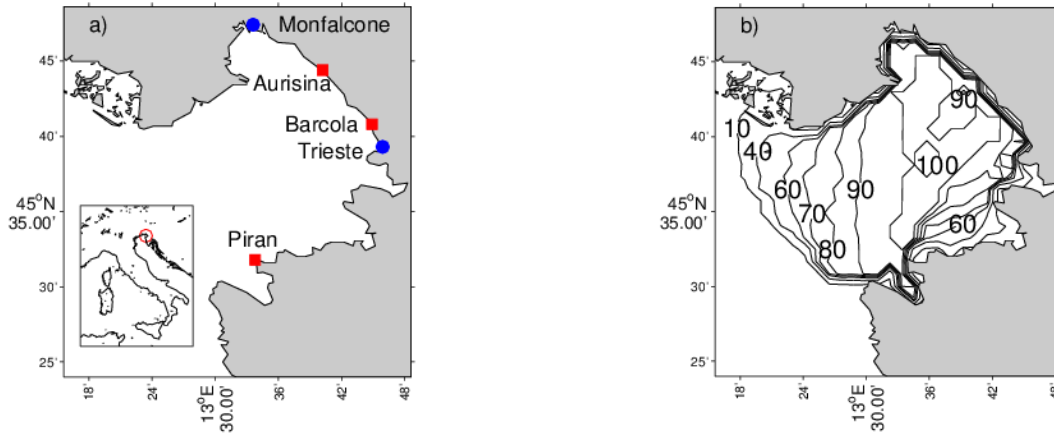


Figure 1. Panel a) shows the Gulf of Trieste and the location of the CODAR radars (in red). Panel b) shows percent coverage of the HF-radar measurements.

3 DISCUSSION OF RESULTS

The present work consists in simulating drifters deployed in the GoT by applying equation 1 and 2. Applying equation 2 is subjected to the calculation of the explicit eddy diffusivities: the evaluation of its parameters are based on the energy spectrum and on the autocorrelations of velocity Fourier transforms.

By defining the Fourier transform in two dimensions as

$$\hat{v}_i(\mathbf{k}) = \frac{1}{(2\pi)^2} \int_{\mathbb{R}^2} d^2x v_i(\mathbf{x}) e^{i\mathbf{k} \cdot \mathbf{x}} \quad (3)$$

where v_i is i -th component of the velocity, k the wavenumber and $\langle \cdot \rangle$ the average, the Cartesian spectrum takes the following form

$$\varepsilon(\mathbf{k}) = \frac{1}{4\pi^2} \int_{\mathbb{R}^2} d^2x \langle v_i(\mathbf{x} + \mathbf{x}') v_i(\mathbf{x}') \rangle e^{i\mathbf{k} \cdot \mathbf{x}} \quad (4)$$

Under the assumption of isotropy the following equality holds:

$$\frac{1}{2} \langle v^2(\mathbf{x}) \rangle = \int_{\mathbb{R}^2} d^2k \varepsilon(k) = \int_0^\infty E(k) dk \quad (5)$$

As a result, the isotropic spectrum can be written as:

$$E(k) = \frac{(2\pi)^3}{2A} k \left[|\hat{v}_x(\mathbf{k})|^2 + |\hat{v}_y(\mathbf{k})|^2 \right] \quad (6)$$

where A is the surface under consideration, i.e. the GoT area.

The isotropic energy spectrum and the autocorrelation of velocity Fourier transforms are the basis for the

evaluation of the parameters of the eddy diffusivity closure. The autocorrelations show an exponential decay along the first five to ten hours and the isotropic energy spectra shows a trend proportional to $k^{-5/3}$ (Figure 2).

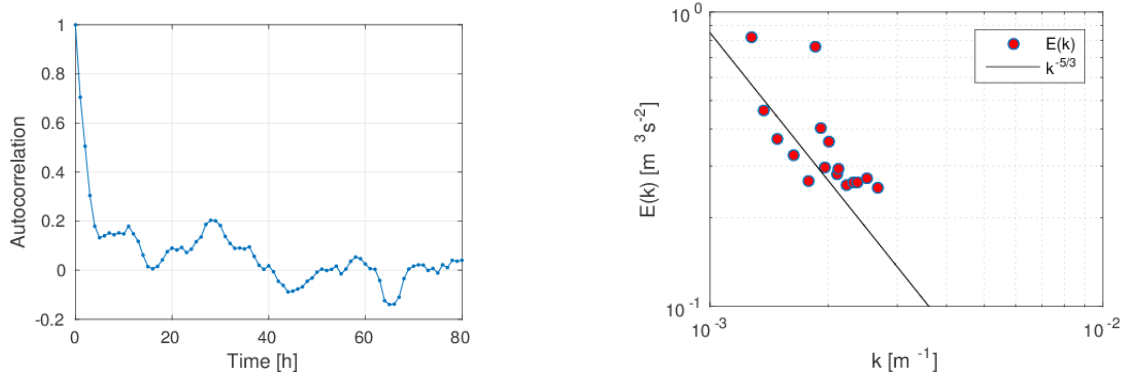


Figure 2. Example of autocorrelation of velocity Fourier transforms and isotropic energy spectrum. A subset of this energy spectrum is adopted to evaluate the parameters of the eddy diffusivity closure.

Lagrangian statistics are calculated using real trajectories of drifters deployed in the GoT and their numerical simulations. Our main interest relies on how a collection of particles, or cloud, (LaCasce, 2008) moves. We consider three cases: real drifters, simulated drifters obtained by applying equation 1, i.e. by carrying out a deterministic simulation, and simulated drifters obtained by applying equation 2, i.e. carrying out a stochastic simulation.

The spread around the centre of mass can be measured by the variance of the displacement, i.e. the second order moment. For instance, in x -direction:

$$D_x(t) = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N \left\{ x_i(t) - x_i(0) - \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N [x_j(t) - x_j(0)] \right\}^2 \quad (7)$$

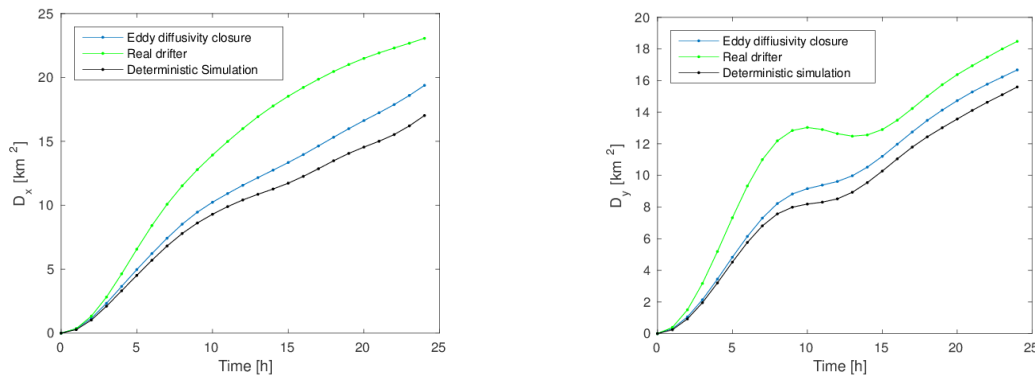


Figure 3. Variance of displacement in x and y directions respectively. Real and simulated results are compared.

Figure 3 shows the comparison between $D_x(t)$ and $D_y(t)$ for the three cases under examination. The stochastic approach applying the explicit eddy diffusivities provides results that are in better agreement with real drifters than the results obtained by applying the deterministic approach. Differences between deterministic and stochastic approaches arise at the increasing of time while no differences are evident for the first stages of the diffusive process. Therefore, a better result is obtained by carrying out simulations applying equation 2.

4 CONCLUSIONS

The present work applies an explicit formulation of eddy diffusivities in order to simulate real drifter trajectories deployed in the sea. The large scale flow measured by coastal radars enables us to evaluate simulated trajectories by adopting a Lagrangian approach.

Our preliminary results indicate an improvement of the statistical description of the collection of simulated drifters by applying a stochastic approach rather than a deterministic one: the second order moment of simulated drifters obtained with a stochastic approach is in better agreement with the second order moment of real drifters. The main achievements of the present work can be summarised as follows. Firstly, the HF-radar measurement exhibit an energy spectrum whose trend is in agreement with the usual expected trend proportional to $k^{-5/3}$ of turbulent regimes. Such a result suggests the applicability of a stochastic approach adopting an explicit eddy diffusivity to the problem on hand. Both a deterministic approach and this stochastic one are adopted in order to simulate drifters deployed in the GoT. The overall statistical description of the spreading of drifters is better described if the stochastic approach is adopted. In conclusion, by solving a Lagrangian stochastic differential equation adopting an explicit eddy diffusivity a better description of the diffusive process can be achieved.

REFERENCES

- Bellomo, L., Griffa, A., Cosoli, S., Falco, P., Gerin, R., Iermano, I., Kalampokis, A., Kokkini, Z., Lana, A., Magaldi, M.G., Mamoutos, I., Mantovani, C., Marmain, J., Potiris, E., Sayol, J.M., Barbin, Y., Berta, M., Borghini, M., Bussani, A., Corgnati, L., Dagneaux, Q., Gaggelli, J., Guterman, P., Mallarino, D., Mazzoldi, A., Molcard, A., Orfila, A., Poulain, P-M., Quentin, C., Tintoré, J., Uttieri, M., Vetrano, A., Zambianchi, E. & Zervakis, V. Toward an integrated HF radar network in the Mediterranean Sea to improve search and rescue and oil spill response: the TOSCA project experience. *Journal of Operational Oceanography*, 2015, 8, 2, 95 –107.
- Boi, S., Mazzino, A. & Lacorata, G. Explicit expressions for eddy-diffusivity fields and effective large-scale advection in turbulent transport, *J. Fluid Mech.*, under review, 2016
- Davis, R. Drifter observations of coastal surface currents during code: The method and descriptive view. *Journal of Geophysical Research*, 1985, 90, 4741 – 4755.
- LaCasce, J. Statistics from lagrangian observations. *Progress in Oceanography*, 2008, 77, 129.
- Mazzino, A. Musacchio, S. & Vulpiani A. Multiple-scale analysis and renormalization for preasymptotic scalar transport. *Phys. Rev.*, 2005, E 71, 011113-1 – 011113-11
- Poulain, P. Drifter observations of surface circulation in the Adriatic Sea between December 1994 and March 1996. *Journal of Marine System*, 1999, 20, 231 – 253.

CORRENTI GRANULARI SECCHIE: OSSERVAZIONI SPERIMENTALI

Aronne Armanini¹, Sabrina Meninno¹ & Michele Larcher¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e meccanica (DICAM), Università di Trento

ASPETTI CHIAVE

- Si sono effettuate misure di velocità, temperatura granulare e concentrazione di flussi granulari secchi in canali rettangolari.
- Si è osservata la variabilità verticale ed orizzontale del campo di moto.
- Si è riscontrata e analizzata la transizione di regime al variare della portata e della geometria del sistema.

1 INTRODUZIONE

I fluidi granulari sono largamente diffusi in natura e in campo industriale. Nel settore farmaceutico e chimico, per esempio, i materiali granulari entrano nella catena di produzione sotto forma di polveri o di granelli, mentre in natura essi rappresentano la fase solida di alcuni processi gravitativi molto importanti, come le valanghe e i debris flows. Questi ultimi fenomeni sono caratterizzati da una meccanica complessa, che può essere compresa e modellata accuratamente soltanto combinando tra loro modelli teorici, osservazioni sperimentali e dati di campo. A scala di laboratorio è possibile simulare correnti granulari a pelo libero in configurazioni molto semplici e controllate, che però risultano estremamente utili per studiare la reologia di tali fluidi.

Facendo riferimento a moti in canali inclinati, i lavori pubblicati finora hanno riguardato principalmente correnti granulari su fondo fisso, mentre pochi hanno analizzato flussi che si sviluppano su fondo mobile. Il deposito è un aspetto comune a molti processi naturali, in cui di solito la corrente è composta dello stesso materiale che forma il deposito, con cui è dinamicamente accoppiato. Questo si traduce nel fatto che la pendenza di equilibrio del deposito è una caratteristica intrinseca del sistema e dipende strettamente dal suo campo di moto.

Considerando le correnti gravitative in assenza di acqua, è possibile sottolineare alcune peculiarità osservate in laboratorio o attraverso simulazioni numeriche. Le condizioni stazionarie si instaurano oltre una certa soglia di portata (e.g. *Rajchenbach*, 1990; *Lemieux & Durian*, 2000), da cui dipende anche la pendenza del pelo libero (*Ancey & Evesque*, 2000; *Khakhar et al.*, 2001). Quest'ultima è controllata anche dal confinamento laterale (*Taberlet et al.*, 2003; *Jop et al.*, 2005; *Bi et al.*, 2005), che permette di ottenere flussi con una pendenza superiore a quella dell'angolo di attrito del materiale. A differenza dei moti a fondo fisso, in cui la velocità è caratterizzata da un profilo di Bagnold (*Mitarai & Nakanishi*, 2005; *Silbert et al.*, 2001), nel caso di flussi densi su fondo mobile la velocità ha un andamento lineare, assumendo un comportamento viscoso al fondo (*Komatsu et al.*, 2001). La concentrazione della fase solida viene assunta costante lontano dal fondo e dalla superficie libera, con valori prossimi a quella di massimo impaccamento (*GDR-MiDi*, 2004). Tuttavia in letteratura ancora manca una misura dei profili di concentrazione e temperatura granulare per diversi valori di portata ed in condizioni stazionarie. Misure di questo tipo sono indispensabili per sviluppare e verificare modelli reologici in grado di catturare il comportamento dei fluidi granulari.

Questo lavoro considera due aspetti principali: *i)* le strutture verticali ed orizzontali della velocità longitudinale, della temperatura granulare e della concentrazione per un ampio range di portate, *ii)* l'effetto delle condizioni al contorno sulle variabili misurate, ed in maniera particolare delle pareti laterali.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Apparato di laboratorio

Gli esperimenti sono stati condotti in un canale rettangolare avente pareti laterali trasparenti, fondo scabro

e pendenza variabile grazie ad un pistone idraulico posto a monte. Si tratta di un circuito aperto, in cui il materiale viene immesso nel canale tramite una tramoggia la cui apertura controlla la portata. Il materiale viene poi raccolto alla fine del canale, dove la portata viene misurata pesando ciò che esce in un dato intervallo di tempo. La lunghezza del canale è di 2.5 m, mentre la larghezza è di 5 cm e può essere ristretta mediante una partizione artificiale. La sezione finale del canale è chiusa da una briglia a fessura, che rallentando il flusso permette la formazione di un deposito statico su cui scorre il materiale. Appena la portata viene interrotta, il deposito si estingue e il flusso si ferma. Il materiale è costituito da particelle sferiche di materiale plastico, aventi un diametro medio di 0.55 mm, un peso di volume di 980 kg m^{-3} ed un angolo di attrito stimato di 24.5° .

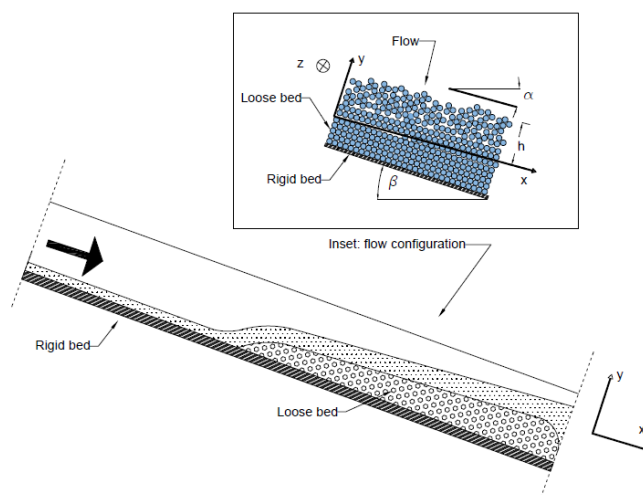


Figura 1 Rappresentazione dell'esperimento: il fondo rigido corrisponde al fondo del canale, mentre il fondo erodibile è il deposito che si forma sotto il materiale che scorre. Il canale è mantenuto ad una pendenza (β) superiore all'angolo di attrito del materiale, per avere sempre una parte del flusso a fondo rigido ed una a fondo mobile. Il Sistema di riferimento (xyz) è solidale al flusso: x è lungo la direzione del moto, y è normale alla superficie libera mentre z è lungo la larghezza del canale.

2.2 Tecnica di misura

Le misure sono state eseguite sia posizionando le telecamere ortogonalmente al fondo del canale, per osservare il campo di moto superficiale, sia lateralmente, per misurare i profili verticali attraverso le pareti di plexiglass. In quest'ultimo caso le telecamere sono state inclinate per allineare la finestra di analisi con il canale.

Per analizzare le immagini sono stati impiegati degli algoritmi sviluppati dall'Università di Trento e basati sulla suddivisione dello spazio tramite poligoni di Voronoï, descritti accuratamente da *Capart et al.* (2002) e *Spinewine et al.* (2003). Questo metodo permette di: (i) identificare il baricentro delle particelle con un'accuratezza inferiore al pixel, individuando i massimi locali di luminosità; (ii) di tracciare successivamente le particelle nel tempo, sfruttando la somiglianza dei diagrammi di Voronoï in fotogrammi successivi; (iii) derivare il campo di velocità e di concentrazione nel tempo.

3 DISCUSSIONE E CONCLUSIONI

3.1 Descrizione del campo di moto

È stata condotta una serie di esperimenti variando la portata, in modo da ottenere flussi estremamente lenti e correnti rapide. Le misure mostrano che la velocità longitudinale, la concentrazione e la temperatura granulare variano con continuità dalla superficie al fondo, come accade anche nelle misture bifasiche (*Armanini et al.*, 2005). La velocità longitudinale tende ad annullarsi verso il fondo con un andamento esponenziale, mentre la concentrazione rimane quasi costante finché non raggiunge gli strati superiori, dove tende a zero. Al contrario, la temperatura granulare è maggiore nelle zone più diluite del flusso, dove l'energia cinetica delle particelle è maggiore e le collisioni rappresentano il meccanismo predominante di

interazione. Come evidenziato da *Armanini et al.* (2009) e da *Hill et al.* (2003), lungo il tirante è possibile individuare due regimi tipici che si sovrappongono e coesistono per un'ampia porzione del moto: quello frizionale, caratterizzato da una velocità di deformazione bassa, e quello collisionale, in cui i gradienti sono maggiori e le interazioni binarie.

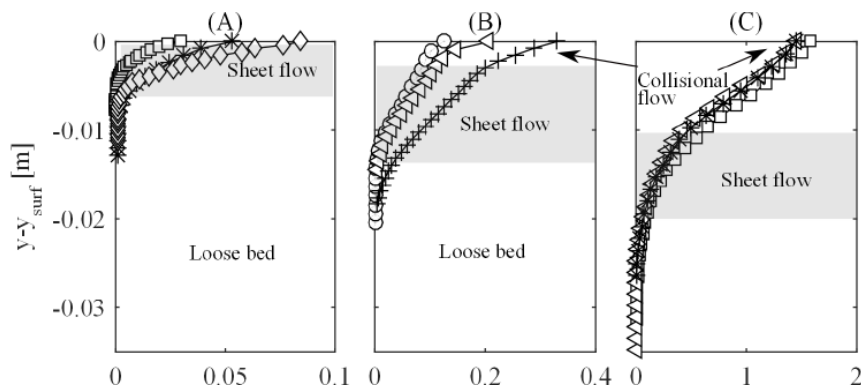


Figura 2 Esempio di profili verticali di velocità longitudinale, per tre diversi classi di portata adimensionale $Q^* = Q/(Wd(dg)^{0.5})$: i) $Q^* = [0 - 10]$, ii) $Q^* = [40 - 70]$, iii) $Q^* > 70$.

Tuttavia, aumentando la portata è possibile evidenziare comportamenti diversi all'interno delle variabili misurate, con il prevalere dello stato collisionale all'interno del flusso. La Figura 2 mostra un campione dei profili di velocità longitudinale misurati in esperimenti diversi e raggruppati in tre diversi classi, in funzione della portata adimensionale. Nel primo caso (A), il flusso è estremamente lento e deformato in maniera costante fino alla superficie (sheet flow). Nel secondo gruppo (B) gli strati superficiali iniziano ad essere caratterizzati da particelle aventi una mobilità maggiore, che si traduce in un repentino incremento della velocità longitudinale verso l'alto. Nell'ultimo caso (C) il flusso rimane diluito per una larga porzione del tirante, e la velocità mostra una variazione di pendenza che suggerisce la presenza di una zona dove le collisioni predominano.

Le misure di velocità sono avvalorate dai profili di concentrazione e temperatura granulare, le quali mostrano andamenti diversi al crescere della portata. Il quadro sembra indicare una sorta di transizione di regime, passando da un moto in cui le particelle si muovono in strati paralleli in maniera ordinata, ad uno in cui esse interagiscono in maniera più caotica.

3.2 Effetto della larghezza

Sono state ottenute analoghe misure di velocità, temperatura granulare e concentrazione variando la larghezza del canale. Le osservazioni concordano con quanto descritto da *Jop et al.* (2005), e mostrano che stringendo il canale, per la stessa portata specifica, la velocità superficiale aumenta. In aggiunta, la temperatura granulare mostra che canali larghi sono caratterizzati da un'energia cinetica relativa maggiore (T/U^2). Infatti, per la stessa portata specifica, il flusso diventa sempre più collisionale allargando il canale, e di conseguenza i processi di dissipazione e diffusione che si generano producono un rallentamento globale del moto.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ancey, C. & Evesque, P. Frictional-collisional regime for granular suspension flows down an inclined channel, *Physical Review E*, 2000, 62 (6), 8349.
- Armanini, A., Capart, H., Fraccarollo, L. & Larcher, M. Rheological stratification in experimental free-surface flows of granular-liquid mixtures, *Journal of Fluid Mechanics*, 2005, 532, 269-319.
- Armanini, A., Larcher, M., & Fraccarollo, L. Intermittency of rheological regimes in uniform liquid-granular flows, *Physical Review E*, 2009, 79 (5), 051306.
- Bi, W., Delannay, R., Richard, P., Taberlet, N. & Valance, A. Two-and three-dimensional confined granular chute flows: experimental and numerical results, *Journal of Physics: Condensed Matter*, 2005, 17 (24), S2457.
- Capart, H., Young, D.L. & Zech, Y. Voronoï imaging methods for the measurement of granular flows, *Experiments in Fluids*, 2002, 32 (1), 121-135.

- MiDi, G. D. R. On dense granular flows, *The European Physical Journal E*, 2004, 14(4), 341-365.
- Hill, K. M, Gioia, G. & Tota, V.V. Structure and kinematics in dense free-surface granular flow, *Physical Review Letters*, 2003, 91 (6), 064302.
- Jop, P., Forterre, Y. & Pouliquen, O. Crucial role of sidewalls in granular surface flows: consequences for the rheology, *Journal of Fluid Mechanics*, 2005, 541 (1), 167.
- Khakhar, D., Orpe, A. V., Andrésén, P. & Ottino, J. Surface flow of granular materials: model and experiments in heap formation, *Journal of Fluid Mechanics*, 2001, 441, 255-264.
- Komatsu, S., Inagaki, S., Nakagawa, N. & Nasuno, S. Creep motion in a granular pile exhibiting steady surface flow, *Physical review letters*, 2001, 86 (9), 1757.
- Lemieux, P. A. & Durian, DJ. From avalanches to fluid flow: A continuous picture of grain dynamics down a heap, *Physical Review Letters*, 2000, 85 (20), 4273.
- Mitarai, N. & Nakanishi, H. Bagnold scaling, density plateau, and kinetic theory analysis of dense granular flow, *Physical review letters*, 2005, 94 (12), 128001.
- Rajchenbach, J. Flow in powders: From discrete avalanches to continuous regime, *Physical review letters*, 1990, 65 (18), 2221.
- Silbert, L. E, Ertas, D., Grest, G. S., Halsey, T.C, Levine, D. & Plimpton, S., J. Granular flow down an inclined plane: Bagnold scaling and rheology, *Physical Review E*, 2001, 64 (5), 051302.
- Spinewine, B., Capart, H., Larcher, M., & Zech, Y. Three dimensional Voronoï imaging methods for the measurement of near-wall particulate flows. *Experiments in Fluids*, 2003, 34 (2), 227-241.
- Taberlet, N., Richard, P., Valance, A., Losert, W., Pasini, J M, Jenkins, J.T & Delannay, R. Superstable granular heap in a thin channel, *Physical review letters*, 2003, 91 (26), 264301.

ANALISI NUMERICA COMPARATIVA DELLA PROPAGAZIONE DI CORRENTI LIQUIDE IN UN CANALE TRAPEZOIDALE

Giacomo Viccione

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno, via Giovanni Paolo II, 132, 84084, Fisciano (Sa)

ASPETTI CHIAVE

- La propagazione di correnti liquide in un canale sperimentale di sezione trapezoidale è investigata numericamente.
- L'analisi è condotta con un codice numerico Lagrangiano basato sulla tecnica SPH, con il software Flow3D®, basato sulla tecnica VOF e con HEC-RAS, basato su un metodo standard step.
- I risultati consistono in un confronto delle distribuzioni di velocità e di tirante idrico per determinate sezioni trasversali.

1 PREMESSA

La ricerca di soluzioni numeriche costituisce supporto o valida alternativa alla investigazione sperimentale in quanto le relative campagne di indagini sono economicamente più convenienti, facilmente adattabili al variare delle condizioni iniziali ed al contorno e per la continua crescita delle prestazioni computazionali. Metodi numerici su base Lagrangiana, e.g. *Viccione et al.* (2011), Euleriana, e.g. *Dentale et al.* (2014), o mista, e.g. *Souli et al.* (2000), sviluppati nel corso dell'ultimo secolo, sono stati convenientemente applicati per la risoluzione di problemi di ingegneria idraulica. Tra i Lagrangiani emerge la tecnica "Smoothed Particle Hydrodynamics" (SPH) (*Monaghan, 2005*) per la sua capacità di trattare fronti ripidi anche su geometrie complesse.

Nella presente memoria è riportata una indagine sulla capacità di due modelli solutori 3D (SPH e Flow3D®), descritti in dettaglio nella memoria *Viccione et al.* 2016, di simulare la propagazione di correnti liquide in un canale di laboratorio di sezione trapezoidale. I risultati consistenti in distribuzioni di velocità ed allocazione del pelo libero su alcune sezioni trasversali sono prima comparati e successivamente mediati per essere confrontati con l'output prodotto dal modello monodimensionale HEC-RAS.

2 MATERIALI E METODI

Il canale trapezoidale illustrato in Figura 1 è adottato nella seguente investigazione. Il sistema è attualmente utilizzato per studi sperimentali presso il Laboratorio di Idraulica Ambientale e Marittima (LIDAM) dell'Università degli studi di Salerno.

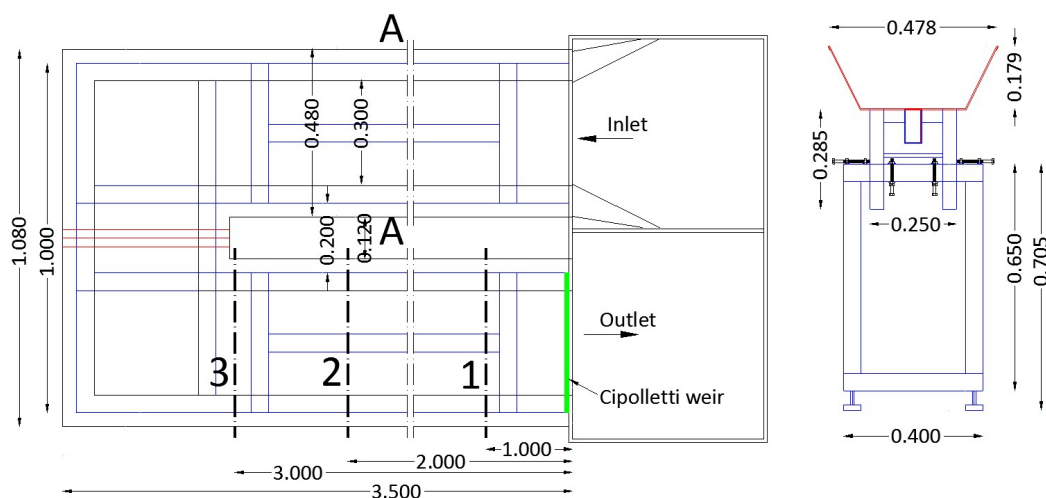


Figura 1. Il canale trapezoidale adottato nella presente investigazione numerica. (a). Vista dall'alto. (b). Sezione verticale A-A. La distribuzione di velocità è estratta alle sezioni verticali 1, 2 e 3.

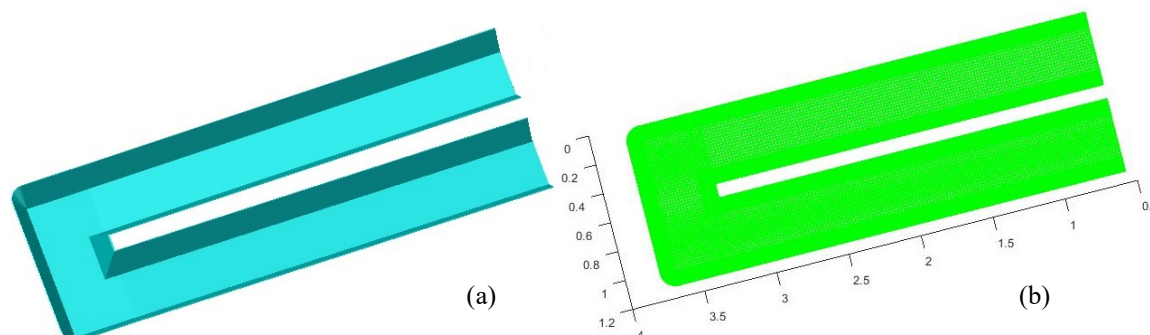


Figura 2. Il modello creato in ambiente CAD (a) è prima esportato in formato stl per essere letto in Flow3D poi convertito in un file testo recante le coordinate spaziali dei vertici della mesh triangolare (b) per le simulazioni con il codice basato sulla tecnica WCSPH.

La pendenza dei rami costituenti il canale è fissata in $i=1\%$. Il sistema è alimentato a monte con una portata in condizioni di stato critico mentre a valle è fissato uno stramazzo Cipolletti per la regolazione del profilo di corrente. Dal punto di vista computazionale, l'attenzione è qui rivolta alle sole condizioni di moto stazionario per cui la portata immessa eguaglia quella scaricata. Il modello, implementato in ambiente CAD, corrisponde alla porzione compresa tra le zone di Inlet e di Outlet (Fig.2, pannello a). Esso è stato quindi esportato in formato stereolitografico (stl), compatibile con Flow3D. Il file risultante è stato a sua volta convertito in un file testo (txt) contenente le coordinate spaziali dei vertici costituenti la mesh triangolare del dominio (Figura 2, pannello b). Il dominio computazionale è stato discretizzato in celle di dimensione pari a 0,005m. La stessa dimensione è stata adottata per i lati dei triangoli costituenti la mesh triangolare contenuta nel file stl.

Nel presente studio sono considerati due valori di portata ($Q_1=0.0085\text{m}^3/\text{s}$, $Q_2=0.0170\text{m}^3/\text{s}$) immessa a monte e 4 altezze (misurate dal locale fondo) dello stramazzo ($d_1=0.025\text{m}$, $d_2=0.05\text{m}$, $d_3=0.070\text{m}$, $d_4=0.10\text{m}$) per un totale di otto scenari.

3 RISULTATI

In Figura 3 sono mostrate le distribuzioni di velocità alle sezioni trasversali 1, 2, e 3 ottenute con il codice WCSPH e con il software Flow3D per una portata $Q_1=0.0085\text{m}^3/\text{s}$ ed un'altezza dello stramazzo $d_3=0.070\text{m}$. In Figura 4 è riportata una vista prospettica. I relativi risultati sono in buon accordo anche in relazione alla allocazione della superficie libera. Un quadro più generale, recante le velocità medie V_i ed i tiranti idrici mediati h_i , $i=1,2,3$, è invece riportato in Tabella 1. Nella stessa Tabella 1 sono altresì riportate le velocità ed i tiranti ottenuti con il software HEC-RAS.

Come è possibile osservare in Figura 3, le distribuzioni di velocità non risultano simmetriche rispetto il piano mediano verticale del ramo di valle considerato. I valori maggiori del modulo della velocità sono spostati sulla parte destra della sezione. L'andamento è dovuto sostanzialmente alla presenza del tratto di raccordo. Il fenomeno può per certi versi essere paragonato all'efflusso di una portata da una luce a spigolo vivo. La simmetria è parzialmente recuperata alla sezione 1 (la più vicina allo stramazzo), poiché più lontana da quella che può essere definita zona di disturbo. Per quanto concerne il quadro generale riportato in Tabella 1, si evidenzia altresì un buon accordo dei campi medi di velocità e tirante con i corrispondenti valori ottenuti con HEC-RAS. E' possibile constatare che lo stramazzo controlla effettivamente il profilo di corrente anche se vi è una dipendenza meno che lineare tra V_i e h_i con d_i , dovuta alla forma della sezione.

4 CONCLUSIONI

La capacità di tre approcci numerici di riprodurre il moto liquido in un canale di forma trapezia è qui investigata. Le distribuzioni di velocità ottenute con i codici 3D risultano in buon accordo. Esse figurano asimmetriche rispetto al piano mediano verticale per la presenza del tratto di raccordo. E' ottenuto un buon accordo dei relativi campi medi di velocità e tirante con i corrispondenti risultati ottenuti con HEC-RAS.

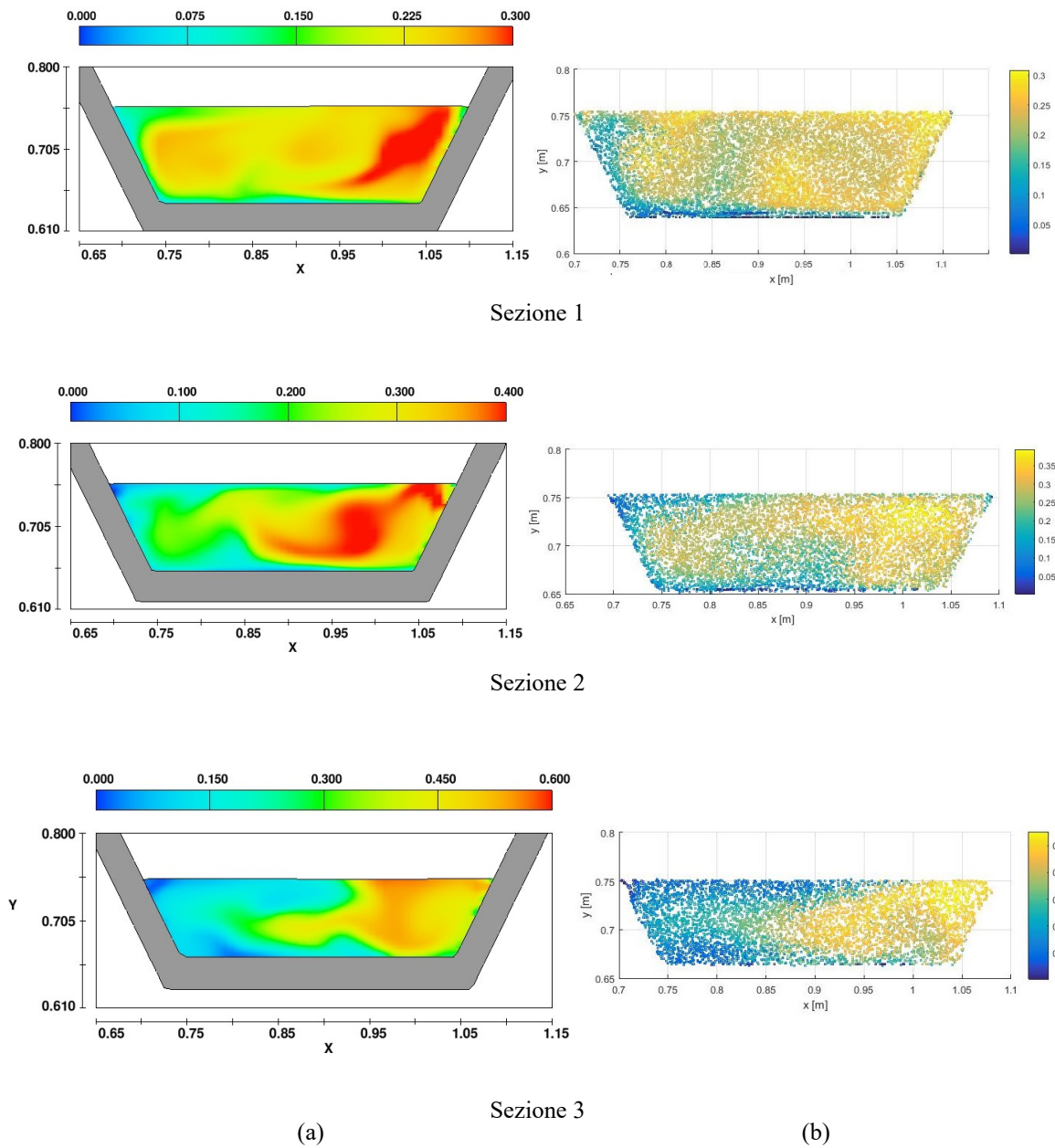


Figura 3. Distribuzioni di velocità ottenute con Flow3D® (a) e WCSPH (b) alle sezioni trasversali 1, 2 e 3.

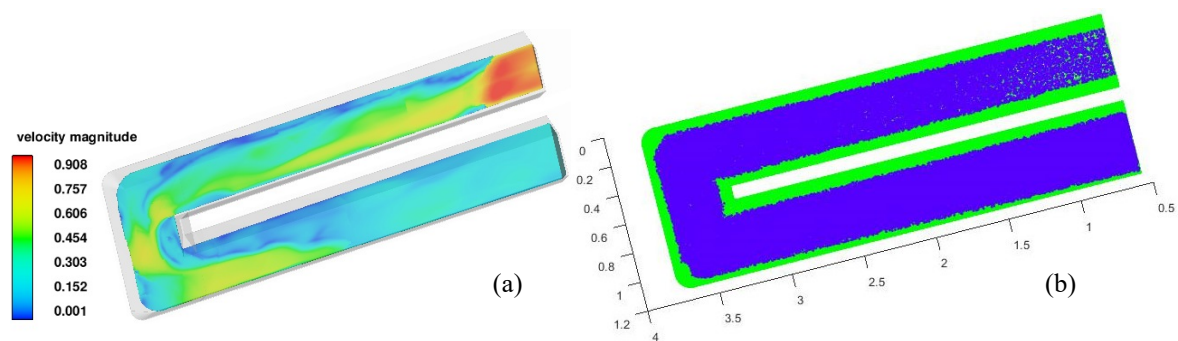


Figura 4. Distribuzioni di velocità ottenute con Flow3D® (a) e WCSPH (b) per $Q_1=0,0085\text{m}^3/\text{s}$ e $d_3=0,070\text{m}$.

$Q_1=8.5\text{l/s}$	CS 1		CS 2		CS 3		$Q_2=17.0\text{l/s}$	CS 1		CS 2		CS 3	
$d_1=2.5\text{cm}$	V_1	h_1	V_2	h_2	V_3	h_3	$d_1=2.5\text{cm}$	V_1	h_1	V_2	h_2	V_3	h_3
SPH	0.43	0.72	0.75	0.71	0.75	0.70	SPH	0.56	0.74	0.67	0.76	0.62	0.75
Flow3D	0.42	0.72	0.74	0.71	0.74	0.71	Flow3D	0.57	0.74	0.68	0.76	0.61	0.76
HEC-RAS	0.44	0.71	0.75	0.70	0.75	0.71	HEC-RAS	0.58	0.73	0.70	0.74	0.63	0.75
$Q_1=8.5\text{l/s}$	CS 1		CS 2		CS 3		$Q_2=17.0\text{l/s}$	CS 1		CS 2		CS 3	
$d_2=5.0\text{cm}$	V_1	h_1	V_2	h_2	V_3	h_3	$d_2=5.0\text{cm}$	V_1	h_1	V_2	h_2	V_3	h_3
SPH	0.29	0.74	0.36	0.74	0.43	0.74	SPH	0.40	0.76	0.46	0.76	0.54	0.76
Flow3D	0.28	0.74	0.37	0.74	0.43	0.74	Flow3D	0.40	0.76	0.48	0.77	0.54	0.77
HEC-RAS	0.29	0.73	0.37	0.73	0.44	0.73	HEC-RAS	0.41	0.76	0.48	0.76	0.55	0.76
$Q_1=8.5\text{l/s}$	CS 1		CS 2		CS 3		$Q_2=17.0\text{l/s}$	CS 1		CS 2		CS 3	
$d_3=7.0\text{cm}$	V_1	h_1	V_2	h_2	V_3	h_3	$d_3=7.0\text{cm}$	V_1	h_1	V_2	h_2	V_3	h_3
SPH	0.22	0.76	0.27	0.76	0.31	0.75	SPH	0.34	0.78	0.39	0.79	0.44	0.78
Flow3D	0.23	0.76	0.28	0.76	0.33	0.75	Flow3D	0.34	0.79	0.39	0.78	0.45	0.79
HEC-RAS	0.23	0.75	0.28	0.75	0.32	0.75	HEC-RAS	0.35	0.78	0.40	0.78	0.45	0.78
$Q_1=8.5\text{l/s}$	CS 1		CS 2		CS 3		$Q_2=17.0\text{l/s}$	CS 1		CS 2		CS 3	
$d_4=10.0\text{cm}$	V_1	h_1	V_2	h_2	V_3	h_3	$d_4=10.0\text{cm}$	V_1	h_1	V_2	h_2	V_3	h_3
SPH	0.17	0.79	0.19	0.77	0.22	0.79	SPH	0.27	0.82	0.30	0.82	0.33	0.81
Flow3D	0.16	0.79	0.19	0.77	0.21	0.79	Flow3D	0.28	0.82	0.30	0.81	0.33	0.82
HEC-RAS	0.17	0.78	0.20	0.78	0.22	0.78	HEC-RAS	0.28	0.81	0.31	0.81	0.34	0.81

Tabella 1. Campi medi di velocità [m/s] e tirante [m] ottenuti con Flow3D e WCSPH. I valori ottenuti da HEC-RAS sono riportati in corsivo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Dentale, F., Donnarumma, G. & Pugliese Carratelli E. Numerical wave interaction with tetrapods breakwater, International journal of naval architecture and ocean engineering, 2014, 6, 1-13.
- Monaghan, J.J. Smoothed Particle Hydrodynamics, Reports on Progress in Physics, 2005, 68(8), 1703–1759.
- Pugliese Carratelli, E., Viccione, G. & Bovolin V. Free surface flow impact on a vertical wall: a numerical assessment, Theoretical and Computational Fluid Dynamics, in press, 2016.
- Souli, M., Ouahsine, A. & Lewin, L. ALE formulation for fluid–structure interaction problems, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2000, 190(5–7), 659–675.
- Viccione, G., Pugliese Carratelli, E. & Bovolin, V. Simulating Flows with SPH: Recent Developments and Applications, Book ch. in: Intech Hydrodynamics - Optimizing Methods and Tools, 69-84, 2011.
- Viccione, G., Pugliese Carratelli, E. & Bovolin, V. Analisi numerica dell’impatto di correnti liquide su superfici piane, XXV Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Bologna, 14-16 Settembre 2016.

ASPETTI FLUIDODINAMICI DEL FLUSSO ALL'INTERNO DEL VENTRICOLO SINISTRO

Federico Domenichini¹, Gianni Pedrizzetti²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze; (2) Dipartimento di Ingegneria e Architettura, Università di Trieste.

ASPETTI CHIAVE

- Si analizza il flusso all'interno di un modello originale di ventricolo sinistro, con particolare riferimento all'accoppiamento tra cinematica dell'endocardio ed andamento temporale delle forze.
- Il modello proposto consente la valutazione dell'influenza di patologie del moto della parete (acinesia, asincronia) in termini di modifiche del campo pressorio e quindi dei suoi valori integrali.
- Si evidenzia come una maggiore rilevanza sia da ascrivere alla perdita di sincronia del moto parietale rispetto ad una sua diminuzione in ampiezza.

1 INTRODUZIONE

Le tecniche diagnostiche, i metodi di analisi di immagine, la modellazione fisico- matematica del flusso intraventricolare hanno avuto un enorme sviluppo negli ultimi anni (Pedrizzetti & Domenichini, 2015; Mittal *et al.*, 2016). Mentre esiste un largo consenso riguardo all'individuazione delle patologie cardiache tramite analisi di immagine, e parimenti un largo consenso nel catalogare tali patologie in funzione di modifiche rispetto alla normalità della mobilità del tessuto endocardico, un campo pressoché inesplorato è la correlazione, il nesso causa-effetto, tra flusso intraventricolare e sforzo a lungo termine delle pareti. O, viceversa, tra anomalie del moto parietale e modifiche del flusso. Il fatto certo è che, mentre la parete cardiaca, un tessuto, ha un tempo di adattamento ad una modulazione del campo pressorio con un orizzonte temporale che può essere stimato quantomeno su diverse settimane se non mesi, il campo di moto intraventricolare ha un tempo di risposta pressoché istantaneo, dell'ordine di grandezza del battito cardiaco, essendo il sangue un fluido in prima approssimazione Newtoniano, ergo un mezzo senza memoria. In ogni caso, il flusso interagisce con il tessuto attraverso forze emodinamiche, che possono essere rappresentate dalla distribuzione pressoria, o dal suo gradiente; un'interazione patologica deve per forza essere testimoniata da un'anormale distribuzione tensionale. In un ventricolo sano, la direzione principale del gradiente di pressione è quella piano mitrale – apice (verticale) (Eriksson *et al.*, 2015). In ventricoli con funzione alterata, tale orientamento viene a perdersi, con lo sviluppo di componenti trasversali del gradiente di pressione di intensità comparabile, come confermato dallo studio ecografico in cui il temporaneo spegnimento di stimolatori cardiaci porta alla modifica istantanea del campo di pressione (Pedrizzetti *et al.*, 2015). In breve, il ventricolo ha una geometria non simmetrica, con gli orifizi mitrale ed aortico posizionati all'opposto, su una sezione verticale della camera cardiaca. Ciò, di natura, induce un flusso non simmetrico con la formazione di strutture vorticosi che interagiscono con il moto delle pareti (Pedrizzetti & Domenichini, 2005). Il gradiente di pressione, normalmente longitudinale, può sviluppare componenti asimmetriche in caso di patologie. La presenza di forze trasversali rappresenta un fenomeno integrale, misurabile in clinica, associato ad una non corretta interazione flusso-parete, che può indicare precocemente la tendenza al rimodellamento del ventricolo. Al fine di comprendere i fenomeni dinamici alla base della deviazione dei gradienti pressori, si propone, in un modello semplificato, lo studio sistematico della relazione tra flusso e movimento delle pareti, con particolare attenzione all'influenza del moto tissutale sullo sviluppo di forze emodinamiche.

2 METODI

Lo studio parte da un modello semplificato della geometria del ventricolo sinistro, un ellissoide di rotazione (Pedrizzetti & Domenichini, 2005) che permise la valutazione di effetti, quali la formazione di strutture vorticosi ed il ruolo della simmetria, di validità generale nella meccanica intra-cardiaca; tale modello è modificato allo scopo di costruire una geometria più realistica, in cui sia possibile imporre un moto parietale asincrono e dissimmetrico. In tale modello, la porzione di ventricolo compresa tra il piano

equatoriale e quello contenente le valvole è modificata in modo da connettersi al piano valvolare stesso, assunto di forma circolare costante nel tempo. Anche gli orifizi mitrale ed aortico sono definiti di forma circolare tempo invariante, asimmetrici rispetto all'asse longitudinale del ventricolo. La formulazione matematica è omessa per brevità, i dettagli sono riportati in *Domenichini & Pedrizzetti (2016)*. Dato il modello geometrico, e definito su basi ecocardiografiche l'andamento temporale della variazione volumetrica del ventricolo, si definiscono le funzioni base che descrivono il moto della parete, i.e. le variazioni temporali dell'altezza $H(t)$ e del raggio medio del piano equatoriale $R_o(t)$, assunte quale distribuzioni di riferimento del caso assialsimmetrico ed in cui il movimento della parete laterale è sincrono ($H(t)$ e $R_o(t)$ sono funzioni periodiche, con periodo T pari al battito cardiaco, simili tra loro ma non perfettamente sincrone), Figura 1. A partire dal modello base, il raggio ventricolare viene modulato in direzione azimutale, permettendo così di simulare fenomeni di riduzione del moto parietale (acinesia, discinesia); in pratica, via formulazione parametrica, si ottengono geometrie ventricolari con maggiore o minore mobilità regionale. Tale modulazione può essere ottenuta anche nel tempo, introducendo nella formulazione anticipi/ritardi di attivazione del tessuto, sempre tenendo in conto che tutte le grandezze che descrivono il moto della parete sono periodiche di periodo T , Figura 1. (*Domenichini & Pedrizzetti, 2016*).

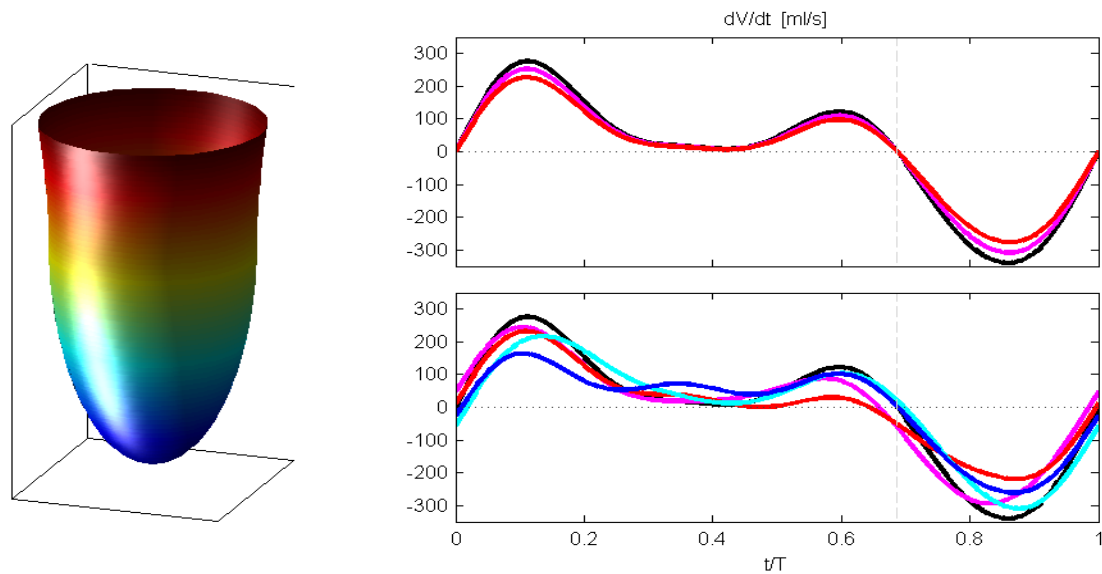


Figura 1. Esempio di geometria ventricolare, a sinistra. A destra, in alto: variazione di portata ventricolare in condizioni di parziale acinesia in confronto con in caso sano (in nero); a destra in basso, in differenti condizioni di asincronia.

Assunta quale forzante del sistema il movimento della parete, le equazioni del moto fluido sono risolte numericamente in un box computazionale regolare, all'interno del quale è posizionato il ventricolo (*Domenichini et al., 2010*). Dai campi di moto, è possibili quindi calcolare la forza che il tessuto ed il fluido si scambiano durante il battito, definita come

$$\mathbf{F}(t) = \int_{V(t)} \nabla p(\mathbf{x}, t) dV, \quad (1)$$

dove p è il campo di pressione, t il tempo, \mathbf{x} la posizione e $V(t)$ il volume del ventricolo. I contributi al gradiente di pressione, inerziale, convettivo e viscoso, sono valutati separatamente allo scopo di definire la loro rilevanza all'azione complessiva fluido/parete.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

L'analisi dei campi di moto mostra come il variare delle condizioni al contorno induca modifiche nella cinematica del flusso intraventricolare che sono confinate a dettagli nei pressi della parete e del piano

valvolare, difficilmente visibili e quantificabili. Il flusso mostra la formazione di due distinte strutture vorticose, durante le due onde di riempimento diastolico, la loro penetrazione all'interno della camera e deformazione per effetto autoindotto, la loro eiezione attraverso l'orifizio aortico durante la fase sistolica (Pedrizzetti & Domenichini, 2015). In termini integrali, lo sviluppo del flusso intraventricolare può essere descritto in termini di forze, Eq. 1. Dato il modello geometrico scelto e le condizioni forzanti, un'unica componente delle forze orizzontali è significativa. Inoltre, quale primo risultato, l'analisi dei vari contributi alla dinamica mostra che il termine viscoso è trascurabile, pertanto le forze sono date dalla somma del termine inerziale e di quello di trasporto che contribuiscono al gradiente di pressione.

La variazione temporale della componente longitudinale F_z (apice -piano valvolare) e di quella trasversale F_x sono riportate in Figura 2, dove tutti i termini forzanti in direzione radiale sono sincroni ed è simulata la ridotta mobilità della parte destra/sinistra della parete, rispettivamente in corrispondenza dell'orifizio mitrale ed aortico. Per confronto, è riportato il flusso ventricolare nel caso sano, Figura 1.

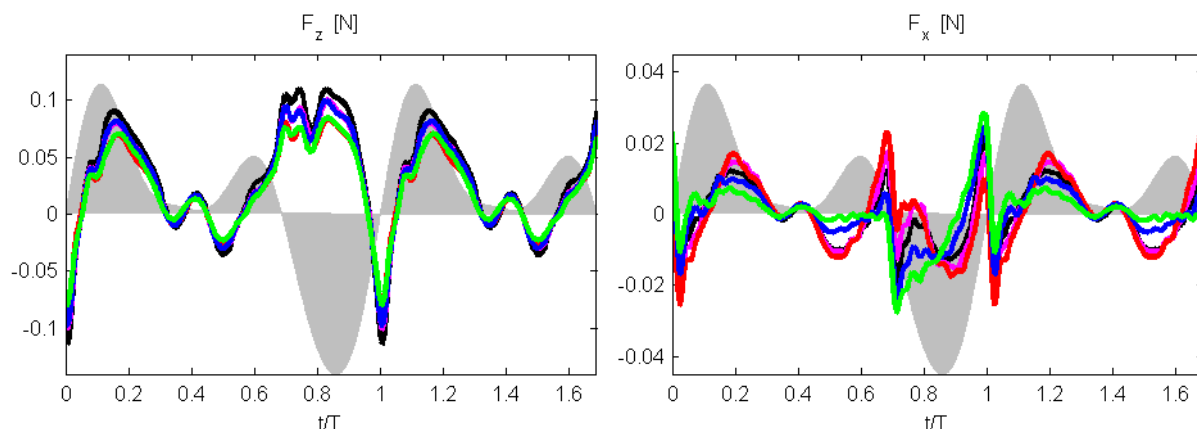


Figura 2. A sinistra: componente verticale (apice-piano valvolare) F_z della forza, Eq. 1. A destra: componente trasversale della forza F_x , Eq. 1. Caso sano: linea nera. Casi con riduzione del 50% e 100% del moto della parete destra (in corrispondenza dell'orifizio mitrale): linee magenta e rossa. Casi con riduzione del 50% e 100% del moto della parete sinistra (in corrispondenza dell'orifizio aortico): linee blu e verde. La portata ventricolare (non in scala) è riportata per confronto.

Quale prima considerazione di ordine generale, si può osservare come la presenza del termine inerziale, in quadratura di fase rispetto al termine convettivo, porti ad una distribuzione delle forze sfasata rispetto all'andamento della portata ventricolare. Ciò è più evidente durante le fasi con maggiori accelerazioni, ossia la fase terminale della sistole e la fase iniziale della diastole, con brusca inversione del flusso. La riduzione di mobilità della parete è correlata ad una minore efficienza del ventricolo, in termini integrali di pompa volumetrica, Figura 1. Tale ridotta mobilità mostra effetti pressoché identici sulla componente longitudinale della forza, sia che essa sia simulata per la parte destra o sinistra del ventricolo, Figura 2, sinistra. D'altro canto, la forza trasversale che è molto più correlata all'asimmetria del flusso, mostra modifiche asimmetriche rispetto al caso di riferimento assialsimmetrico quando l'acinesia è imposta sulle due parti opposte della parete laterale. In fase diastolica, si riscontrano valori più elevati della forza correlati all'acinesia della parete destra, dovuti ad un impatto più violento del getto mitralico. Durante l'eiezione sistolica, il flusso in uscita dal ventricolo ha una maggiore interazione con la parete laterale sinistra, portando ad un incremento (in termini di modulo) della forza trasversale. In ogni caso, modifiche della mobilità della parete non provocano sfasamenti temporali rispetto al caso di riferimento. Quale ulteriore considerazione, la componente trasversale della forza ha una più diretta correlazione con il flusso intraventricolare. Infatti, è possibile osservare la sua differente orientazione durante le due onde di riempimento diastolico. Mentre durante la prima di esse il getto transmitralico ha una componente orizzontale dominante da destra verso sinistra, durante la seconda più debole esso è influenzato dalla presenza della struttura vorticoso intraventricolare, che agisce nel deviarlo in senso opposto. Analogamente, la fase sistolica è dominata inizialmente dall'eiezione del fluido già presente sotto l'orifizio aortico, che è inoltre orientato dalla curvatura della parete. Successivamente, una parte sempre più rilevante del volume ventricolare è attivata verso l'orifizio aortico, portando quindi ad una inversione del flusso e quindi del segno della forza.

L'effetto dell'asincronia del moto della parete è riportato in Figura 3. A partire dal caso assialsimmetrico sincrono, il moto della parete laterale in corrispondenza dell'orifizio mitrale è modificato, assumendo differenti valori di un suo anticipo/ritardo temporale rispetto al moto medio del piano equatoriale descritto da $R_0(t)$. Tale sfasamento comporta una riduzione della forza longitudinale, sia durante la prima onda diastolica sia durante la sistole, Figura 3 sinistra. In fase diastolica, la debolezza del getto mitrale e l'influenza della struttura vorticoso generatasi durante il primo flusso diastolico tendono ad annullare la forza verticale per valori piccoli (sia positivi sia negativi) dello sfasamento; per valori più elevati, la forza mostra un incremento del suo valore. Le differenze sono comunque piccole rispetto al caso sano di riferimento. Tutti i risultati sono sostanzialmente in fase tra di loro, poiché la forza longitudinale è largamente influenzata dal moto differenziale base/apice, la funzione $H(t)$, che non è alterata dall'asincronia. La componente trasversale della forza, come atteso, è molto più sensibile alla perdita di sincronia del moto delle pareti. Durante la prima onda diastolica, mostra una crescita del suo valore fino ad un fattore tre, rispetto al caso di riferimento, ma il fenomeno più rilevante si osserva alla fine della diastole stessa ed all'inizio della sistole, dove l'asincronia del moto della parete laterale comporta uno sviluppo del gradiente di pressione, e quindi della forza che, esercitata da una parete, provoca un spinta del fluido verso la parete opposta anziché indirizzare il flusso verso l'uscita. Rilevanti alterazioni nel modulo della forza e, soprattutto, del suo segno appaiono dipendenti dall'asincronia. Ma tali differenze non sembrano essere correlate al segno dell'anticipo/ritardo del moto della parete, suggerendo che piccole differenze locali del flusso intraventricolare e differenze integrali nel moto della parete risultino in un loro accoppiamento altamente non lineare. In ogni caso questi risultati preliminari suggeriscono che l'insorgere di eventuale scompenso cardiaco debba essere correlato più all'asincronia del moto parietale che a minore mobilità regionale sincrona del tessuto.

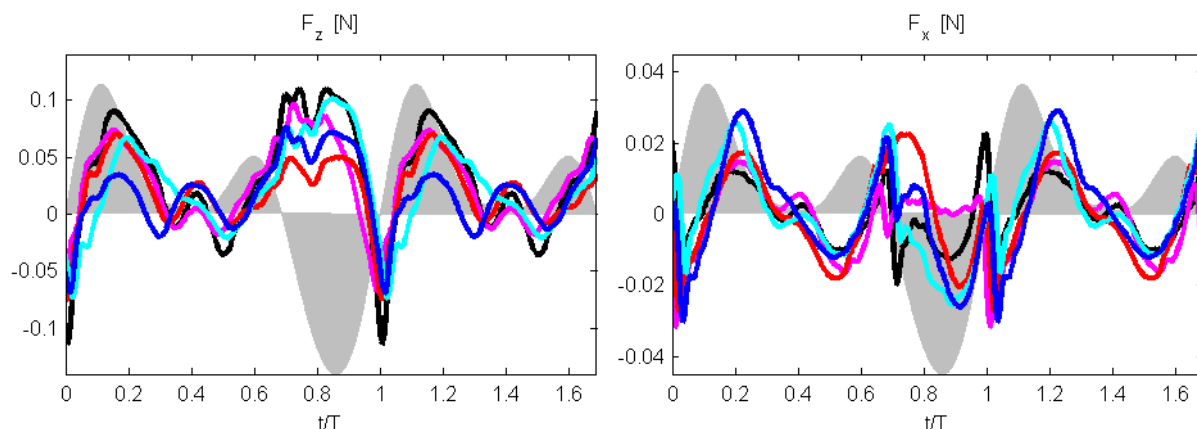


Figura 2. A sinistra: componente verticale (apice-piano valvolare) F_z della forza, Eq. 1. A destra: componente trasversale della forza F_x , Eq. 1. Caso sano: linea nera. Casi con anticipo/ritardo del moto della parete destra (in corrispondenza dell'orifizio mitrale) pari a [-25% -12.5%, 12.5% 25%] del periodo T , asincronia. Linee blu, ciano, magenta, rosso. La portata ventricolare (non in scala) è riportata per confronto.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Domenichini, F. & Pedrizzetti, G. Hemodynamic forces in a model left ventricle, *Annals of Biomedical Engineering*, 2016, submitted.
- Eriksson, J., Bolger, A.F., Ebberts, T. & Carlhäll, C.J. Left ventricular hemodynamic forces are altered in patients with dilated cardiomyopathy. *Journal of Cardiovascular Magnetic Resonance*, 2015, 17(Suppl 1), P282.
- Mittal, R., Seo, J.H., Vedula, V., Choi, Y.J., Liu, H., Huang, H.H., Jain, S., Younes, L., Abraham, T. & George, R.T. Computational modeling of cardiac hemodynamics: Current status and future outlook, *Journal of Computational Physics*, 2016, 305, 1065-1082.
- Pedrizzetti, G. & Domenichini, F. Nature optimizes the swirling flow in the human left ventricle, *Physical Review Letters*, 2005, 95, 108101.
- Pedrizzetti, G., Domenichini, F. & Tonti, G. On the left ventricular vortex reversal after mitral valve replacement, *Annals of Biomedical Engineering*, 2010, 38(3), 769-773.
- Pedrizzetti, G. & Domenichini, F. Left Ventricular Fluid Mechanics: the long way from theoretical models to clinical applications, *Annals of Biomedical Engineering*, 2015, 43(1), 26-40.
- Pedrizzetti, G., Martiniello, A.R., Bianchi, V., D'Onofrio, A., Caso, P. & Tonti, G. Cardiac fluid dynamics anticipates heart adaptation, *Journal of Biomechanics*, 2015, 48, 388-391.

HOW DOES THE AORTIC VALVE-ROOT SYSTEM AFFECT BIOPROSTHETIC VALVE PERFORMANCES?

Riccardo Toninato^{1,2}, Jacob Salmon², Francesca Maria Susin¹, Andrea Ducci² & Gaetano Burriesci²

(1) Cardiovascular Fluid Dynamics Laboratory HER, Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering – University of Padua, Italy; (2) UCL Cardiovascular Engineering Laboratory, UCL Mechanical Engineering, University College London, UK.

KEY POINTS

- An in-vitro approach based on particle image velocimetry investigation was implemented to test porcine bioprosthetic valves operating within five different aortic roots.
- Each valve-root configuration was found to be associated with substantially different flow dynamics, affecting the system performance in terms of global and local parameters.
- Results clearly identify the fluid mechanisms promoted by anatomical features to enhance the ejection and closing phases, and highlight the importance of an optimized integration of the valve and the root to operate as a single system.

1 INTRODUCTION

Contrary to mechanical heart valves, bioprosthetic valve substitutes aim to mimic the physiological hemodynamic. Hence, their development has driven the need for a better understanding of the flow dynamics occurring within the aortic root, since the early stages (Bellhouse & Talbot, 1969; Yoganathan *et al.*, 1986). It is now well recognized that the geometric configuration of the valve-root system plays a fundamental role in the valve dynamics and in the washing out of the sinuses, expressing a specific haemolytic fingerprint (Peacock, 1990; Caro *et al.*, 2012; Taskin *et al.*, 2012). *In vitro* hydrodynamic tests have been essential to identify the best valve design solutions and minimize leaflets stiffening and calcification phenomena (Sabbah *et al.*, 1985). Clearly, an optimum valve designs should aim to restore healthy flow conditions by providing reduced levels of shear stresses along the leaflets and large effective orifice areas (EOA) (Yoganathan *et al.*, 2005). However the fluid dynamics established within an healthy aortic root is still unclear, and reported studies in the literature provides different descriptions of the phenomenon (Leo *et al.*, 2006; Dasi *et al.*, 2009; Saikrishnan *et al.*, 2012; Yap *et al.*, 2012; Moore & Dasi, 2014). Moreover, current regulatory requirements do not provide detailed specifications for the testing apparatus, nor for the acceptable valve-root configuration. The international standard ISO 5840, which defines the requirements for cardiac valve prostheses only specifies that “*The heart valve substitute should be mounted in such a manner as to minimize leakage around and through the sewing ring [...] Pulsatile-flow testing should be conducted in a pulse duplicator that produces pressure and flow waveforms that approximate physiological conditions [...].*”

This study represents a first systematic attempt to clarify the effect of the valve-root configuration on the hydrodynamic behaviour and performance, proposing justifications for the different flow modalities reported in previous studies. Five valve-root combinations commonly adopted in valve testing and reproducing were studied *in vitro*, on a pulse duplicator. The tests were conducted using a commercially available, well established and widely adopted testing system, enforcing the testing specifications required by the ISO 5840.

2 MATERIAL & METHODS

2.1 Experimental workbench

All experiments were carried out using a hydro-mechanical pulse duplicator (Vivitro Superpump System SP3891, ViVitro Labs Inc., Canada). Pressure catheters (Millar Mikro-Tip[®], Millar Inc., USA) were used to measure the pressure across the aortic valve, and an electromagnetic flowmeter recorded the upstream valve flow (Carolina Medical Model FM501, Carolina Medical Electronics Inc., USA). All tests were performed in accordance with the standard (ISO 5840:2009), at a cardiac output of 4 l/min, a heart rate of 70 bpm, and a

mean aortic pressure of 100 mmHg. All the global hydrodynamic valve performances were extracted via ViVitest software.

2.2 Particle Image Velocimetry

The phase resolved flow patterns within the aortic root (i.e. downstream the aortic valve) were obtained by means of 2D particle image velocimetry (PIV), from averages of 200 instantaneous velocity vector fields. Neutrally buoyant hollow glass particles (Dantec Dynamics HGS-10, nominal diameter 10 μm) were used to seed the flow, while a laser with a cylindrical lens (dual cavities YAG laser, 70 mJ (x2) at 15 Hz, 532 nm, 1.5 mm maximum laser thickness) was used to illuminate the planar measurement region, and a high speed camera (TSI PowerView™ Plus 4MP) captured the instantaneous positions of the seeding particles at the required instant. The system set up is represented in Figure 1a. Measurements were carried out on a root cross section (sagittal plane), bisecting one of the sinuses. The camera and laser were synchronized with the pulse duplicator, and the five instants reported in Figure 1b were selected to best characterize the hemodynamics of the root-valve configurations along the cardiac cycle.

2.3 Mock roots and valve-root configurations

Mock roots were built following specific geometric data from the literature (Swanson & Clark, 1973; Reul *et al.*, 1990; Thubrikar *et al.*, 1981). All roots were made with an optically clear, solvent free, low viscosity silicone elastomer (MED-6015, NuSil Technology, Carpinteria, CA, USA, $RI_n = 1.4$). The tested roots had negligible compliance. Labcore TLPB stented porcine surgical prostheses of external stent size or internal annulus equal to 25 mm were used as valve models. Five different valve-root configurations were studied, as described in Figure 1d: *i*) sinusless surgical configuration: 25 mm valve in a straight cylindrical root; *ii*) optimal surgical configuration: 25 mm valve in aortic root (including sinuses) of STJ (sino-tubular junction) diameter equal to 25 mm; *iii*) oversized root configuration: 25 mm valve in aortic root of STJ diameter equal to 29 mm, common in testing situations (Leo *et al.*, 2006; Saikrishnan *et al.*, 2012); *iv*) sub-annular configuration: 25 mm valve in aortic root of STJ diameter equal to 25, default position for the valve housing in most commercial pulse duplicators (Lim *et al.*, 2001); *v*) physiological configuration: 25 mm internal annulus valve in aortic root of STJ diameter equal to 25 mm with a groove to host the stent thickness.

The adopted working fluid was distilled water added with potassium iodide at 37 °C ($\eta = 1 \cdot 10^{-3} \text{ Pa}\cdot\text{s}$) (KI) and a small amount of sodium thiophosphate was mixed to the water-KI solution to make it completely transparent. It was preferred not to match blood viscosity by adding glycerin, so to avoid any change in the tissue mechanical properties, which could have made the comparison of the different sets of results ineffective (Wright, 1979).

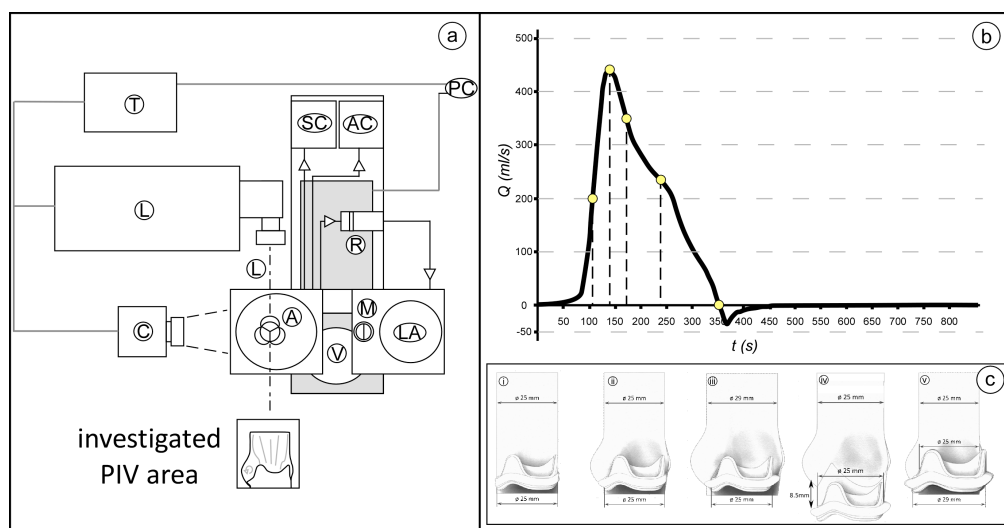


Figure 1. a) Experimental bird's eye setup sketch. LA: left atrium; M: mitral valve; V: left ventricle; AD: Aortic district; A: aortic valve; C: camera for PIV; L: laser sheet; T: trigger; SC: systemic compliance; AC: aortic compliance; R: system resistance; PC: laptop and system control. b) Typical flow upstream the aortic valve. Yellow highlighted the PIV measure instants. c) work solution RI matching. d) Valve-root configurations: i) sinusless, ii) optimal surgical, iii) oversized root, iv) sub-annular, v) physiological.

3 RESULTS

A sketch of the resulting flow patterns at flow peak and the hemodynamic performances for each studied valve-root configuration are summarized in Figure 2.

Sinusless surgical configuration. This valve root coupling is characterized by repeated formation and migration of vortices, causing contraction of the main jet. This supports the hypothesis that the presence of the Valsalva chambers has a major impact on the flow characteristics downstream of the valve. The sinusless surgical configuration is similar to the clinical case of a valve implanted into a tubular aortic graft, and analogous to the case of transcatheter valves, for which the native leaflets and the supporting structure act as a containing tube (Ducci *et al.*, 2013).

Optimal surgical configuration. This setup significantly improves the system performances, with a reduction in the systolic transvalvular pressure drop (Δp) greater than 20%, and a 5% increase in the EOA. In fact, the sinuses host an un-counter vortex formed during the systolic ejection, preventing its interaction with the valve main jet, which can already reattach to the wall at the STJ. Valsalva chambers provide a relevant improvement in the closing efficiency, reflected in a strong reduction of regurgitant flow during the valve closing phase (R_c) to approximately half of its value in the sinusless case (Figure 2). Globally, the presence of sinuses can provide a reduction of more than a third in the energy required to the left ventricle to operate the valve (E_{loss}) (Figure 2).

Oversized root configuration. An increment in the diameter at the STJ (corresponding to the cross section above the sinuses) compared to the optimal surgical configuration (16%) results in a substantially different flow pattern. Although the aortic root cross section is 35% larger than in the optimal surgical configuration, two opposite-rotating vortexes form in the root, obstructing the lumen of the aorta and determining a significant reduction in EOA, which results similar to that calculated for the sinusless case (Figure 2). As a result, E_{loss} is intermediate between those found for the optimal surgical and sinusless configurations. Oversized root configurations are common in *in vitro* tests (Saikrishnan *et al.*, 2012), or for dilated root due to pathological situations or, simply, ageing (Son *et al.*, 2013).

Sub-annular configuration. In this case, the vortex forms high in the sinus, which therefore cannot provide an effective chamber to contain it. As a consequence, the main jet is pushed away, confined on one side of the root, and the vena contracta narrows. However, the large space available at the valve outlet promotes the formation of a second vortex in the Valsalva sinuses, which supports closure of the valve leaflets, reducing R_c and closing E_{loss} (Figure 2). Sub-annular valve configurations are very common in *in vitro* testing, where the prosthetic device is clamped in a housing component, typically positioned below the mock aortic root (Lim *et al.*, 2001).

Physiological configuration. As expected, the physiological configuration expresses the best hydrodynamic performance. A single small un-counter vortex entrapped within the sinus characterized the downstream valve flow patterns, and a limited region associated with low recirculation above the leaflets commissure is observed. As a result, Δp is 39% lower than in the optimal surgical configuration, and 53% lower than in the sinusless configuration.

4 DISCUSSION & CONCLUSIONS

The presented study indicates how the presence of the sinuses, the valve axial position and the size of the aortic root can significantly affect the hemodynamic downstream the aortic valve, and therefore result into experimental artefacts when assessing the performance of prosthetic heart valves, even when the procedure is only restricted to the determination of pressure drop, effective orifice area, and regurgitant volumes.

Results clearly expose the fundamental role that the valve-root system plays on the functional mode and hydrodynamic performance of the left heart. In particular, the ideal surgical configuration, with the bioprosthetic stented valve matching the root size and correctly implanted in supra-annular position produces an EOA and E_{loss} superior to all other cases, with the only exception being the physiological configuration. Any significant mismatch in size or position of the valve, with respect to the root, determines major modification of the fluid dynamics downstream of the valve, impairing the hydrodynamic performances.

This investigation proves how the same valve could shows different working conditions, characterized by different combinations with cardiac chambers. Ideally, a whole assessment has to be developed taking these differences into account, and trying to find the related boundary operating conditions (e.g physiological – no root). A deep analysis has to be carried out with the focus on the identification of these limits, in order to provide an effective “reference setup” for future *in vitro* assessment.

In conclusion, the current work indicates that to achieve optimal flow conditions and an effective performance improvement, the proportions of the system and the valve positioning are essential. In this direction, the interaction of the valve device with the host anatomical roots should to be taken into consideration when assessing *in vitro* valve performances and comparing data from different bench studies.

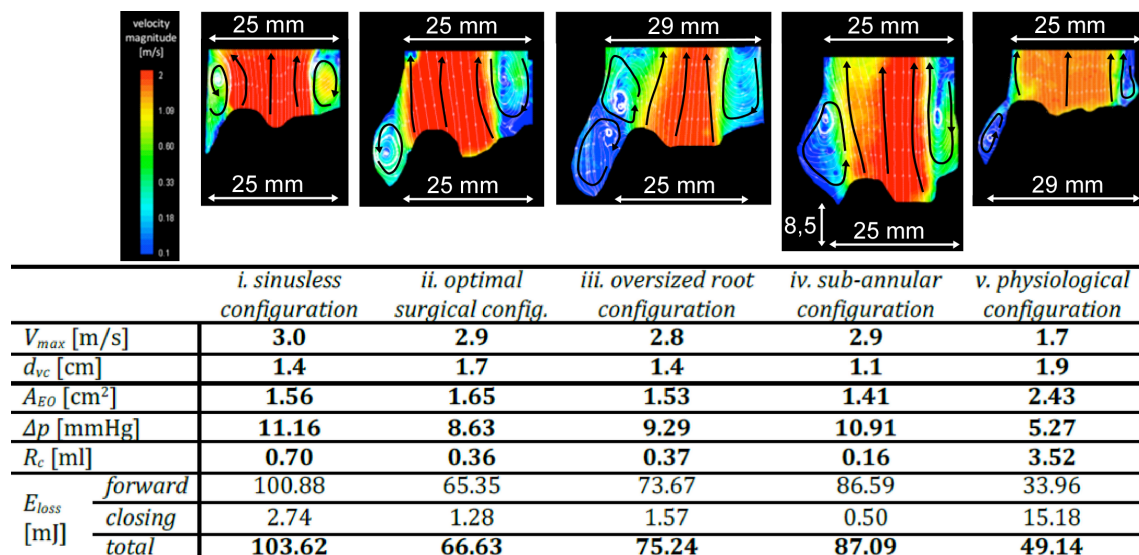


Figure 2. Sketch of flow patterns within the aortic root for peak flow instant and hydrodynamic data for all configurations.

REFERENCES

- Bellhouse, B. J. & Talbot, L., Fluid mechanics of the aortic valve. *J. Fluid Mech.*, 35(4), pp.721–735, 1969.
- Caro, C. G., Pedley, T. J., Schroter, R. C. & Seed, W. A., *The Mechanics of Circulation* 2nd ed., Cambridge Univ. Press, 2012.
- Dasi, L. P., Simon, H. A., Socosky, P. & Yoganathan, A. P., Fluid mechanics of artificial heart valves. *Clinical and Experimental Pharmacology and Physiology*, 36, pp.225–237, 2009.
- Ducci, A., Tzamtzis, S., Mullen, M. J. & Burriesci, G., Hemodynamics in the Valsalva sinuses after transcatheter aortic valve implantation (TAVI). *The Journal of heart valve disease*, 22(5), pp.688–696, 2013.
- Leo, H. L., Dasi, L. P., Carberry, J., Simon, H. & Yoganathan, A. P., Fluid dynamic assessment of three polymeric heart valves using particle image velocimetry. *Annals of Biomedical Engineering*, 34(6), pp.936–952, 2006.
- Lim, W. L., Chew, Y. T., Chew, T. C. & Low, H. T., Pulsatile flow studies of a porcine bioprosthetic aortic valve in vitro: PIV measurements and shear-induced blood damage. *Journal of Biomechanics*, 34(11), pp.1417–1427, 2001.
- Moore, B. & Dasi, L.P., Spatiotemporal complexity of the aortic sinus vortex. *Experiments in Fluids*, 55(7), 2014.
- Sabbah, H.N., Hamid, M.S., Stein, P.D., Estimation of mechanical stresses on closed cups of porcine bioprosthetic valves: Effects of stiffening, focal calcium and focal thinning. *Am. J. Cardiol.* 65 (8), 1091–1096, 1985.
- Saikrishnan N., Yap C-H., Milligan N.C., Vasilyev V., Yoganathan A.P., In Vitro Characterization of Bicuspid Aortic Valve Hemodynamics Using Particle Image Velocimetry. *Annals of Biomedical Engineering*, 40, (8); 1760–1775, 2012.
- Son, M. K., Chang, S-A., Kwak, J. H., Lim, H. J., Park, S-J., Choi, J-O., Lee, S-C., Park, S. W., Kim, D-K. & Oh, J. K., Comparative measurement of aortic root by transthoracic echocardiography in normal Korean population based on two different guidelines. *Cardiovascular Ultrasound*, 11(1), p.28–35, 2013.
- Taskin, M.E., Fraser, K.H., Zhang, T., Wu, C., Griffith, B.P., Wu, Z.J., Evaluation of Eulerian and Lagrangian models for Hemolysis Estimation. *ASAIO J.* 58, 363–372, 2012.
- Thubrikar, M. J., Piegras, W. C., Shaner, T. W. & Nolan, S. P., 1981. The design of the normal aortic valve. *The American Physiological Society: Heart and Circulatory Physiology*, 241(6), pp.795 – 801.
- Wright, J. T. M., Hydrodynamic evaluation of tissue valves. *Tissue Heart Valves*, ed Ionescu, M. I., (London B.) pp 29–87, 1979.
- Yap, C. H., Saikrishnan, N., Tamilselvan, G. & Yoganathan, A. P., Experimental measurement of dynamic fluid shear stress on the aortic surface of the aortic valve leaflet. *Biomechanics and Modeling in Mechanobiology*, 11(1-2), pp.171–182, 2012.
- Yoganathan A. P., Woo Y. R., Sung H. W., Turbulent shear stress measurements in the vicinity of aortic heart valve prostheses. *J of Biomechanics* 19 (6), 433–442, 1986.

UNCERTAINTY PROPAGATION OF PC-MRI DERIVED INLET BOUNDARY CONDITIONS IN COMPUTATIONAL HEMODYNAMICS MODELS OF HUMANAORTA

Silvia Bozzi ¹, Diego Gallo ², Raffaele Ponzini ³, Giovanna Rizzo ⁴, Umberto Morbiducci ² & Giuseppe Passoni ¹

(1) Department of Electronics, Information Science and Bioengineering, Politecnico di Milano, Milan; (2) Department of Mechanical and Aerospace Engineering, Politecnico di Torino, Turin; (3) HPC and Innovation Unit, CINECA, Milan; (4) IBFM, Research National Council, Milan

KEY POINTS:

- The study investigates the impact that uncertainty in PC-MRI derived inlet boundary conditions has on patient-specific computational hemodynamics models of the human thoracic aorta.
- The results show an increase of the uncertainty in fluid dynamics quantities, with respect to the input uncertainty, more marked for blood pressure than velocity and vorticity magnitude.
- The results also show that, overall, there are no preferential locations at the aortic arch where the local hemodynamics is more markedly affected by the uncertainty in measured inflow boundary conditions.

1 INTRODUCTION

Cardiovascular disease (CVD), including heart attack, stroke and peripheral vascular disease, is one of the main cause of death in the world. In the last decades, computational fluid dynamics (CFD) has proved to be an effective tool to gain insights into the relationships between hemodynamics and pathophysiology. More recently, the coupling of computational hemodynamics and cardiovascular imaging has allowed to build up even more realistic and personalized CFD (Taylor & Steinman, 2010). In particular, phase-contrast magnetic resonance imaging (PC-MRI) has been increasingly used to provide patient-specific vessel geometries and flow rate waveforms, useful for setting personalized conditions at boundaries.

However, the reliability of image-based CFD results strongly depends on the level of uncertainty of the simulation parameters and conceptual modelling assumptions. Main sources of epistemic uncertainty of computational hemodynamics are known to be the reconstructed vessel geometry (Sankaran *et al.*, 2016), input and output boundary conditions (BCs) (Morbiducci *et al.*, 2013), vessel elastic properties and motion (Zhao *et al.*, 2010) and blood viscosity rheology models (Lee & Steinman, 2006). All of these modelling assumptions and physical or empirical parameters may lead to marked differences in predicted hemodynamics, possibly limiting translation to clinics.

In this study, we investigate the effect of one of the leading cause of uncertainty in image-based cardiovascular simulations, the PC-MRI derived Dirichlet conditions at inflow boundaries. By means of a set of Monte Carlo simulations, we attempt to provide advice on where, when and how is important to account for inlet BC uncertainty in CFD models of human thoracic aorta. The final goal of the research is to obtain accurate and reliable information useful to diagnostic/prognostic purposes.

2 METHODS

2.1 PCI-MRI data

4D PC-MRI hemodynamic measurements were used to obtain the anatomic model of a healthy human thoracic aorta (Fig. 1a). Details on the *in vivo* PCI-MRI acquisitions and on model reconstruction can be found in Morbiducci *et al.* (2011). The geometry is characterized by an inlet section at the ascending aorta (AAo) and multiple outlets at the descending aorta (DAo) and at the supra-aortic vessels: brachiocephalic artery (BCA), left common carotid artery (LCCA) and left subclavian artery (LSA). Seven cross-sections (perpendicular to the local vessel's axis) were selected along the thoracic aorta, at relevant anatomical landmarks (Fig 1a) and used to evaluate how uncertainty propagates.

Measured phase velocity data were used to obtain three dimensional velocity maps of blood flow at the AAo inflow section and flow rate repartition at the output sections of the model, at multiple phases of the cardiac cycle (Morbiducci *et al.* 2013, Gallo *et al.* 2012). The velocity vector fields retrieved from the PC-

MRI images were used to prescribe inflow boundary conditions at the inlet section of the ascending aorta, as explained in the following section. Fig 1b shows the time history of the average through-plane and in-plane velocity components at the AAo inlet section.

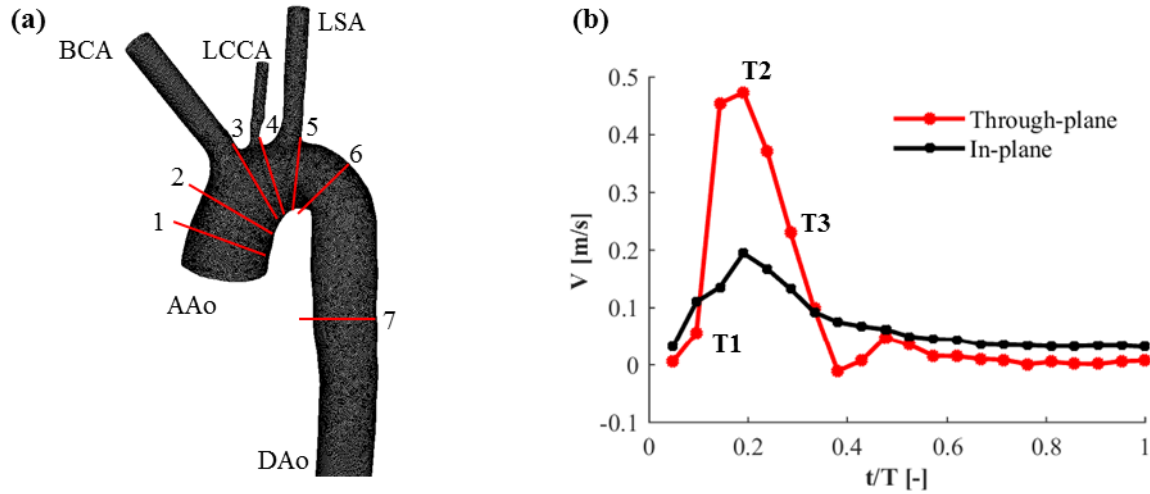


Figure 1. PC-MRI derived model of the thoracic aorta (a). Red lines indicate the positions of the planes used for post-processing. Measured through-plane and in-plane velocities, averaged over the AAo inlet section, during a cardiac cycle of period T . Time instants T1, T2 and T3 are selected for steady-state simulations.

2.2 Fluid dynamic model

The fluid domain was discretized into prismatic and tetrahedral cells. Two unstructured meshes were created with about 5 and 15 million volume elements. Then, blood flow through the aortic arch was simulated using the finite volume CFD code ANSYS Fluent (ANSYS Inc., USA). Three different phases of the cardiac cycle (Fig. 1b) were considered: at the beginning of the systole (T1), at the systolic peak (T2) and halfway of the systolic deceleration phase (T3). The three phases are characterized by a mean Reynolds number at the AAo inlet section, equal to 608, 5138, 2497, respectively. For each time instant, 3D stationary continuity and Navier-Stokes equations were solved without turbulence closure, using second-order accuracy and double numerical precision. The simulations were performed on the 5 million mesh for the instants T1 and T3 and on the finer mesh for phase T2. In both cases, a mesh convergence study was performed to ensure a grid independent solution. Blood was modelled as an incompressible, Newtonian fluid with a density of 1060 kg/m^3 and a dynamic viscosity of 0.0035 Pa s . Arterial walls were assumed to be rigid, with no-slip condition on them. Straight flow extensions were added to the four outlet sections (DAo, BCA, LCCA and LSA) to reduce the effect of the outflow BCs on the solution. A stress-free Neumann condition was imposed at the end of these extensions.

Inlet boundary conditions were derived from phase contrast velocity data by linear interpolation of the discrete PCI-MRI velocity vector maps into the cell centroids of the AAo inlet section (Fig. 2). For each simulated cardiac phase, two different boundary conditions were generated: a 1D velocity profile and a fully 3D profile, which retains all the three component of the measured velocity field.

2.3 Stochastic model

The Monte Carlo method was used to propagate the uncertainty source through the CFD model of the aorta. The three velocity components extracted from the PC-MRI images were assumed to be normally distributed, around the measured values. The random noise - added to PC-MRI measures - was assumed to be normally distributed with zero mean and standard deviation σ corresponding to a signal to noise ratio (SNR) equal to 16 (Tresoldi *et al.* 2014). To achieve statistically reliable results, the number of Monte Carlo runs was determined by increasing the amount of experiments until convergence of the probability density functions (*pdfs*) was reached. The resulting number of realizations was 100.

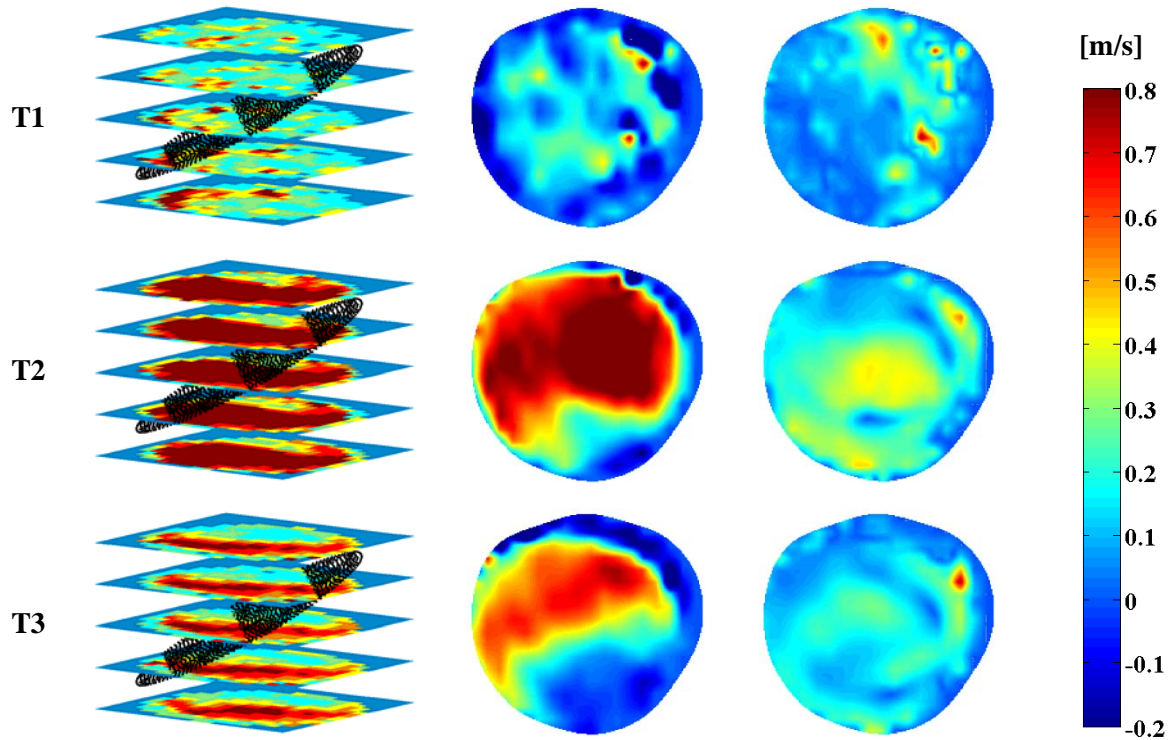


Figure 2. PC-MRI-derived flow data at three cardiac phases. From left to right: PC-MRI velocity measurements and AAO inlet section (black dots correspond to cell centroids), contours maps of through-plane velocity and in-plane velocity at the inflow section.

3 RESULTS

The results of the Monte Carlo simulations were used to estimate the empirical probability density functions of different hemodynamic variables at relevant anatomical singularities. Figure 3 shows the SNR of the *pdfs* at the selected locations along the aorta, from plane 1 (located just downstream of the AAO section) to plane 7 (in the descending aorta) for three flow variables: velocity magnitude (a), pressure (b), and vorticity magnitude (c). The results were obtained prescribing a fully 3D velocity profile at the inlet section of the AAO, but the same conclusions can also be drawn for the 1D inlet BC profile.

It can be noticed that the predicted uncertainty of the three output variables is almost the same for the seven cross-sections. This means that there are no specific locations along the aorta, which are more affected by the inlet BC uncertainty than others. Differently, the results indicate that the magnitude of the output uncertainty depends on the flow variable of interest and to a lesser extent on the cardiac phase. Uncertainty in blood pressure is the highest followed by the uncertainty in velocity and vorticity magnitude. This is generally true for all the phases of the cardiac cycle. The SNR, averaged over the seven analysis planes, for the three phases T1, T2 and T3 was equal to 14, 15 and 14 for velocity magnitude; 9, 9 and 11 for pressure and 15, 13 and 16 for vorticity magnitude. These results show that the magnitude of the predicted uncertainty is always higher than that one of the prescribed input uncertainty ($SNR = 16$), with the exception of one single case (vorticity magnitude for phase T3). Interestingly, it can be observed that the SNR of blood pressure can be up to 40% lower than the one of the uncertainty source. Regarding uncertainty variability with respect to the cardiac phase, no common trends can be identified for the three flow variables. The SNR of blood velocity magnitude is almost constant for the three cardiac phases, while the SNR of vorticity magnitude exhibits the highest intra-phase variability, with phase T2 being the most affected by uncertainty. Finally, blood pressure uncertainty is higher for phases T1 and T2 than for phase T3.

4 CONCLUSIONS

The main findings of the work are that: (1) propagating the inflow BC uncertainty through the Navier-Stokes equations leads to a decrease in the signal to noise ratio; (2) blood pressure is the hemodynamic

variable, which is more affected by the uncertainty in the inlet BC, followed by velocity and vorticity magnitude; (3) there are no specific aortic locations which are more affected by the inlet BC uncertainty than others; (4) no common trend for the three hemodynamic variables can be identified with regards to the uncertainty magnitude with respect to cardiac phases; (5) the effect of the inflow BC strategy (i.e. 1D or 3D velocity profile) on the *pdfs* of the target variables is negligible. Major limitations of the study rely in the steady flow assumption and in the Neumann condition imposed at the outlet boundaries.

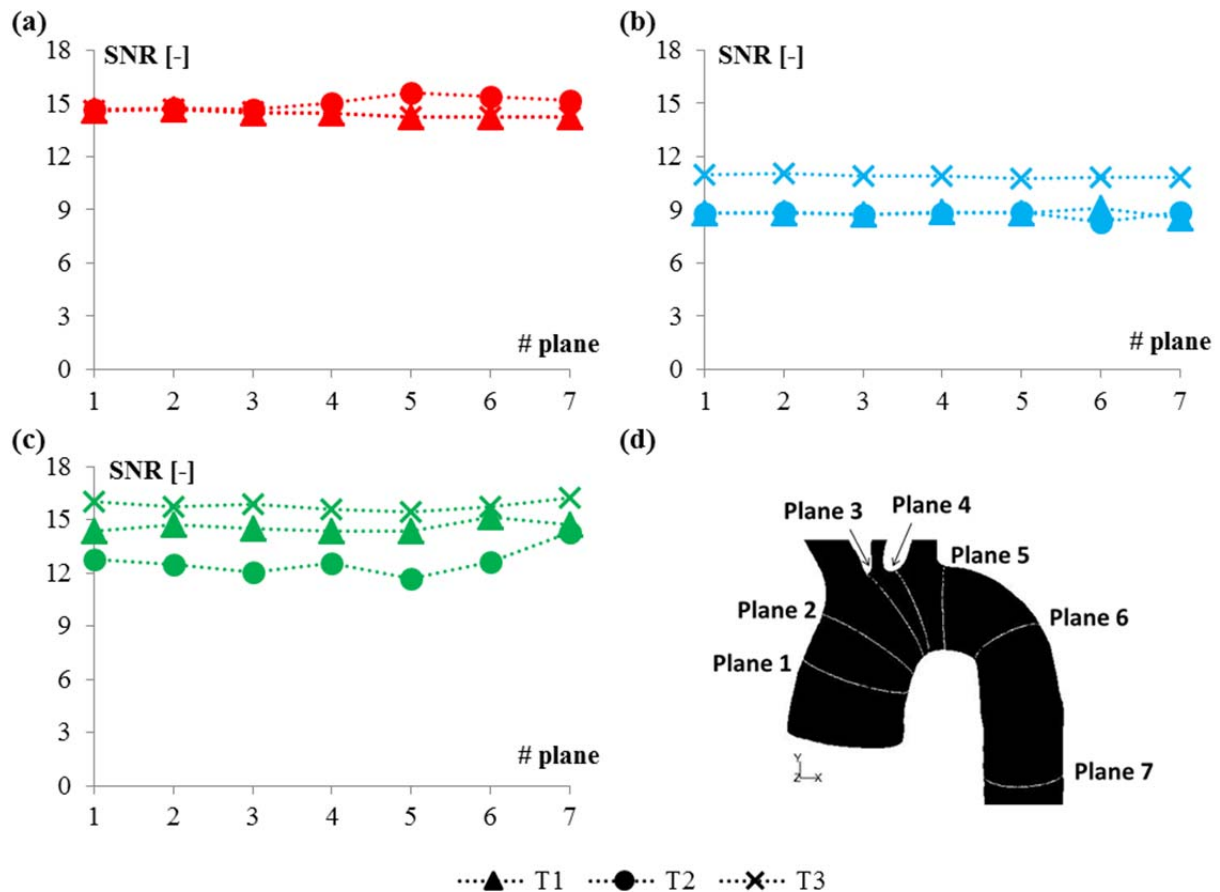


Figure 3. Signal to noise ratio (SNR) of cross-section averaged blood velocity magnitude (a), pressure (b) and vorticity magnitude (c) at different positions along the aorta (d), for three phases of the cardiac cycle.

REFERENCES

- Gallo, D., De Santis, G., Negri, F., Tresoldi, D., Ponzini, R., Massai, D., Deriu, M.A., Segers, P., Verheghe, B., Rizzo, G., & Morbiducci, U. On the use of in vivo measured flow rates as boundary conditions for image-based hemodynamic models of the human aorta: implications for indicators of abnormal flow, *Ann. Biomed. Eng.*, 2012, 40(3), 729–741.
- Lee, S.W. & Steinman, D.A. On the Relative Importance of Rheology for Image-Based CFD Models of the Carotid Bifurcation, *J. Biomech. Eng.*, 2007, 129(2), 273–278.
- Morbiducci, U., Ponzini, R., Rizzo, G., Cadioli, M., Esposito, A., Montevecchi, F.M. & Redaelli, A. Mechanistic insight into the physiological relevance of helical blood flow in the human aorta. An in vivo study, *Biomech. Model. Mechanobiol.*, 2011, 10, 339–355.
- Morbiducci, U., Ponzini, R., Gallo, D., Bignardi, C. & Rizzo, G. Inflow boundary conditions for image-based computational hemodynamics: impact of idealized versus measured velocity profiles in the human aorta, *J. Biomech.*, 2013, 46(1), 102–109.
- Sankaran, S., Kim, H.J. Choi, G. & Taylor, C.A. Uncertainty quantification in coronary blood flow simulations: impact of geometry, boundary conditions and blood viscosity, *J. Biomech.*, 2016.
- Taylor, C.A. & Steinman, D.A. Image-based modelling of blood flow and vessel wall dynamics: applications, methods and future directions, *Ann. Biomed. Eng.*, 2010, 38(3), 1188–1203.
- Tresoldi, D., Cadioli, M., Ponzini, R., Esposito, A., De Cobelli, F., Morbiducci, U. & Rizzo G. Mapping aortic hemodynamics using 3D Cine Phase Contrast Magnetic Resonance parallel imaging: evaluation of an anisotropic diffusion filter. *Magn. Res. Med.*, 2014, 71, 1621–1631.
- Zhao, S.Z., Xu, X.Y., Hughes, A.D., Thom, S.A., Stanton, A.V., Ariff, B. & Lon, Q. Blood flow and vessel mechanics in a physiologically realistic model of a human carotid arterial bifurcation, *J. Biomech.*, 2000, 33(8), 975–984.

AQUEOUS HUMOR FLOW IN THE POSTERIOR CHAMBER OF THE EYE WITH IRIDOTOMY

Mariia Dvoriashyna ¹, Rodolfo Repetto ² & Jennifer H. Tweedy ²

(1) Department of Civil, Chemical and Environmental Engineering, University of Genoa; (2) Department of Bioengineering, Imperial College London (UK)

KEY POINTS:

- We solve with a semianalytical model the flow in the posterior chamber of the eye with and without iridotomy
- We quantify the percentage of flow through the iridotomy as a function of hole size and position
- We discuss important factors influencing the ideal size and location of the iridotomy

1 INTRODUCTION

The posterior chamber (PC) of the eye is a region located behind the iris, and is connected with the anterior chamber (AC) through the iris-lens channel (see figure 1a). Both chambers contain the aqueous humor, a fluid which has the same properties as water. The aqueous is produced at a rate of approximately 3 μ l/min by the ciliary processes, it flows through the posterior chamber, passes through the pupil into the anterior chamber, where it is eventually drained in the trabecular meshwork. Aqueous flow has several important physiological functions. In particular, the intraocular pressure is governed by a balance between aqueous production and resistance to drainage; moreover, the aqueous provides nutrients to the avascular tissues of the lens and cornea. For the above reasons quite a lot of research has been devoted to the study of aqueous flow characteristics. Mostly, however, the flow in the anterior chamber has been considered and only a few studies have been proposed of the flow in the posterior chamber.

The first analytical model of aqueous flow in the posterior chamber has been done by *Frieland (1978)*, who assumed a constant distance between the iris and the lens. *Silver and Quigley (2004)*, studied the flow in the iris-lens channel, assuming constant pressure in the rest of the chamber. They stressed the importance of the iris-lens chamber geometry (height and width) for governing the pressure difference between the anterior and the posterior chambers. The numerical model of *Heys et al. (2001)* combined aqueous flow with iris deformation produced by a pressure drop between the anterior and the posterior chambers.

In certain cases, aqueous cannot flow freely from the posterior to the anterior chamber, this condition is referred to as pupillary block and is very dangerous for the patient. This is because if aqueous cannot pass easily through the iris-lens channel, the pressure in the posterior chamber builds up and pushes the iris forward. This can lead to a closure of the trabecular meshwork. If this occurs the intraocular pressure grows to very large values, leading to angle closure glaucoma, a very painful condition that can lead to blindness unless immediately treated. The most common surgical treatment for this condition is iridotomy, a procedure during which an orifice is created in the iris to serve as an additional hydraulic connection between the posterior and the anterior chambers. The optimal size and location of the iridotomy hole is an open question in ophthalmology and biomechanics.

Fleck (1990) made a basic mathematical model for calculating the pressure drop across the iridotomy hole using Poiseuille formula in case of pupillary block. *Silver and Quigley (2004)* used a similar approach as an extension of their model in the iris-lens channel.

In the present work we consider aqueous flow driven by aqueous production/drainage and also induced by iris motion during contraction and dilation of the pupil. We develop a mathematical model of the aqueous flow in the eye with an iridotomy, and use the results to study pressure distribution and stresses on the iris for different sizes and locations of the hole. The model is based on the lubrication theory approximation, which allows us to simplify the problem and obtain semi-analytical solutions. Furthermore, we consider realistic shapes of the posterior chamber, inferred from ultrasound scans.

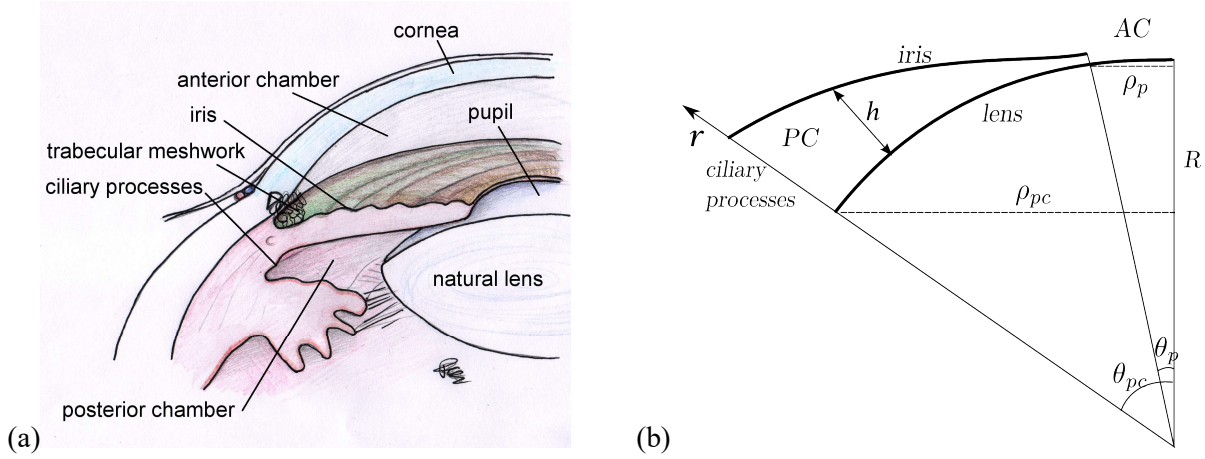


Figure 1. (a) Sketch of the anterior segment of the eye. (b) Considered domain and spherical coordinate system. PC and AC denote the posterior and anterior chambers, respectively.

2 MATHEMATICAL MODEL

We assume that the posterior chamber is an axisymmetric domain with respect to the axis passing through the centre of the pupil in the anterior-posterior direction. We introduce a system of spherical coordinates (r, θ, φ) , with r the radial, θ the zenithal and φ the azimuthal coordinates, as shown in the figure 1b. We denote with R the curvature of the lens, and assume that it lays in the interval $5.3 < R < 10$ mm (*Silver and Quigley, 2004*). The posterior chamber, therefore, lies within the boundaries $R < r < R + h(\theta)$, $\theta_p < \theta < \theta_{pc}$, $0 < \varphi < 2\pi$, where the function $h(r)$ describes the position of the iris. The aqueous humour is treated as a Newtonian fluid with density ρ and shear viscosity μ that is flowing with velocity $u = (u_r, u_\theta, u_\varphi)$ governed by Navier-Stokes and continuity equations. The gravitational force is neglected since it would make a difference only in the case of buoyancy effects due to thermal differences, which are negligible in the PC. This means that the pressure in this work has to be understood as the departure from the hydrostatic pressure distribution. The pressure in the AC is assumed to be constant and equal to the reference value of zero, meaning that the pressure considered is relative to the pressure in the anterior chamber. Since the height of the PC is much less than its width and the reduced Reynolds number is small, lubrication theory applies. The fact that the reduced Reynolds number is small also allows us to model the flow induced by miosis (the contraction of the pupil) using the quasi-steady approach, thus keeping the domain fixed at a certain time and imposing a given velocity distribution v on the iris.

The Navier-Stokes equations, therefore, simplify to the following equation

$$\frac{1}{12\mu} \nabla_h \cdot (h^3 \nabla_h p) = v_r + \frac{h}{2(R+h)} \nabla_h ((R+h)v_h) - \frac{1}{2} \nabla_h h \cdot v_h, \quad (1)$$

where p is the pressure (constant along r) and a subscript " h " means that only the (θ, φ) – components are considered and the r is kept fixed and equal to $R+h$. At the inlet of the domain we prescribe the flux and impose zero pressure at the outlet.

The iridotomy is modelled as a point sink, and, in order to avoid a singularity at this point we regularise pressure as follows

$$p = p_{reg} + \frac{6\mu Q}{\pi h_i^3} \ln \frac{\tan \frac{\theta'}{2}}{\tan \frac{\theta_d}{2}}, \quad (2)$$

where h_i is the value of h at the point of the iridotomy, Q is the volumetric flux going out of the iridotomy, θ' is a zenithal distance from the centre of the hole and θ_d is the radius of iridotomy divided by R . We assume that the flux that exits the iridotomy is proportional to the pressure drop across the hole and the formula proposed by *Dagan et al (1982)* applies

$$\Delta p = \frac{\pi a^4 Q}{(8\mu S + 3\mu\pi a)}, \quad (3)$$

where S is the thickness of the iris and $a = R\theta_d$. Therefore, we can solve equation (1) in terms of regularised pressure, with suitable boundary conditions and considering the additional condition (3) at the point of the hole.

3 RESULTS

We took measurements of the posterior chamber height h from an ultrasound scan image of the eye and used it for all simulations. The equations have been solved using second order central finite difference scheme and to solve the corresponding linear system we modified the reduction method from *Samarsky and Nikolaev (1978)*.

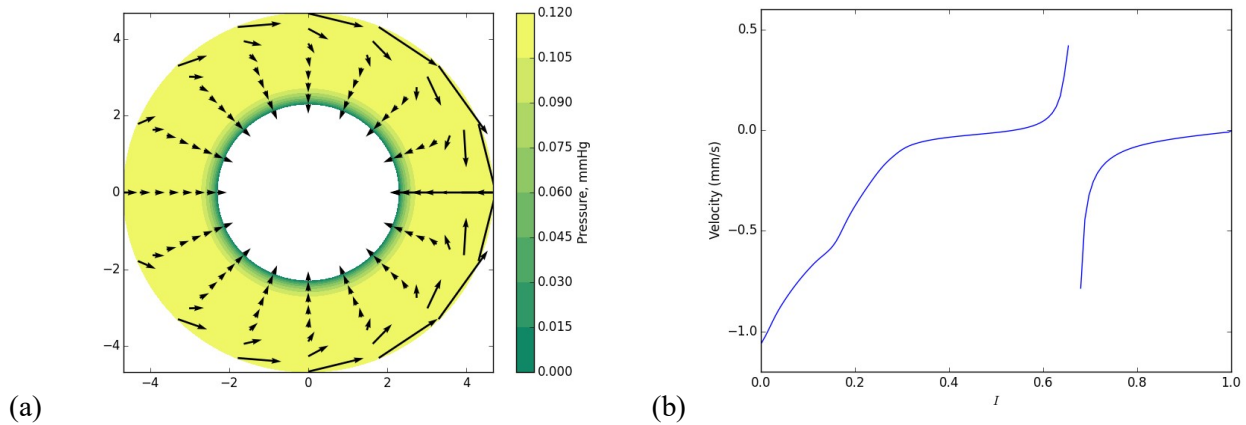


Figure 2. (a) Predicted flow in the posterior chamber from the ciliary body (outer circle) to the pupil (central hole). Colours represent pressure and arrows the depth-averaged velocity vectors. The iridotomy has a diameter of $60\mu\text{m}$ and is located at a distance of 5mm from the centre of the pupil. (b) Depth-averaged velocity along the zenithal line passing through the iridotomy. The discontinuity occurs at the point of the hole. I is a scaled length of the posterior chamber, such that $I=0$ represents the pupil and ciliary body is located at $I=1$.

The result for the flow in the PC with a steady iris is shown in the figure 2a. We note that the pressure is almost constant along the domain and it drops close to the pupil, which is represented with a darker region around the inner circle. Our results claim that the percentage of the flux that goes out from the iridotomy strongly depends on the radius of the hole, however does not depend significantly on its location. We emphasise on the influence of the shape of the PC, especially the geometry of the iris-lens channel, on the pressure values, which is in agreement with *Silver and Quigley (2004)*. The pressure drop from the posterior to the anterior chamber is below 1 mmHg during aqueous production, if the iridotomy is bigger than $20\mu\text{m}$ in diameter, which is typically the case.

In the case of miosis we impose the velocity on the iris. We chose this velocity by imposing the volume change of the PC after the pupil contraction with respect to the initial volume and fixing a certain duration of the constriction. We find much larger values for pressure and velocities than those occurring during the flow due to aqueous production and these values are proportional to the change of volume of the PC. However, the percentage of the flux through the hole out of the total flux remains constant. The velocity of the jet through the hole during miosis is about 40 times larger than the one with the steady iris and this motivates a

concern about the stress the jet in the AC might produce on the cornea, which could cause endothelial cells detachment as demonstrated by *Kaji et al. (2005)*. Moreover, for a given geometry, we find that there exists a radius of the iridotomy which maximises the velocity of the jet through the hole.

4 CONCLUSIONS

The present model allows us to estimate the pressure drop from the posterior to the anterior chamber and the aqueous humour velocity for a given PC shape. Our semi-analytical solution is developed using lubrication theory approximation to simplify Navier-Stokes equations and the quasi-steady approach to describe iris motion due to pupil contraction.

We find that the most significant geometrical parameters, which influence the flow, are the size of the hole, the width and height of the narrow iris-lens channel. For the flow with steady iris it is enough to have an iridotomy with diameter 20 μm for the pressure to be less than 1 mmHg.

During miosis the pressure and velocity values increase linearly with PC volume change. A contraction of the PC volume of 35% of the initial volume causes a flux that is two orders of magnitude higher than the one produced by the ciliary body. We note that, although the percentage of flow through the iridotomy out of the total flux remains constant for different values of velocity imposed on the iris, its magnitude increases significantly if the volume change after the contraction increases. This induces relatively large values of the velocity of the jet through the iridotomy, which, in turn, may cause cell detachment from the cornea. Further studies are required in order to quantify this possible damage.

REFERENCES

- Dagan, Z., Weinbaum S. & Pfeffer R., An infinite-series solution for the creeping motion through an orifice of finite length, *J Fluid Mechanics*, 1982, 115, 505-523.
- Fleck, B.W., How large must an iridotomy be? *British Journal of Ophthalmology*, 1990, 74, 583-588.
- Frieland, A.B. A hydrodynamic model of aqueous flow in the posterior chamber of the eye, *Bulletin of Mathematical Biology*, 1978, 40, 223-235.
- Heys, J.J., Barocas, V.H. & Taravella, M.J., Modelling passive mechanical interaction between aqueous humor and iris, *Journal of Biomechanical Engineering*, 2001, 123(6), 540-7.
- Kaji, Y., Oshika, T., Usui, T. & Sakakibara, J. Effect of shear stress on attachment of corneal endothelial cells in association with corneal endothelial cell loss after laser iridotomy, *Cornea*, 2005, 24(1), S55-S58.
- Samarsky, A.A. & Nikolaev, E.S., *Methods for solving grid equations*, Moskva "Nauka", USSR, 1978.
- Silver, D.M. & Quigley, H.A., Aqueous flow through the iris-lens channel: estimates of differential pressure between the anterior and the posterior chambers, *J Glaucoma*, 2004, 13, 100-107.

CARATTERIZZAZIONE REOLOGICA DI UN LIQUIDO DI COLTURA EMBRIONALE E IMPLICAZIONI PER L'USO DI DISPOSITIVI MICROFLUIDICI

Irene Nepita¹, Alberto Lagazzo¹, Stefano Barone², Giovanni Besio¹, Alessandro Stocchino¹, Rodolfo Repetto¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale, Università degli Studi di Genova; (2) Ospedale della Versilia, Centro Procreazione Assistita, USL Nordovest, Lido di Camaiore;

ASPETTI CHIAVE

- *Uno dei parametri chiave per la progettazione di sistemi microfluidici per la coltura di embrioni è la tensione tangenziale percepita dalle cellule.*
- *I test reologici effettuati su un terreno di coltura (G-1 PLUS, vitrolife) hanno mostrato che questo ha un comportamento fortemente non-Newtoniano.*
- *Con le proprietà ottenute dagli esperimenti sono state eseguite simulazioni numeriche del flusso del fluido ed è stato dimostrato che la tensione esercitata sugli embrioni da parte del liquido è nettamente superiore rispetto ai risultati ottenuti simulando il fluido con le proprietà dell'acqua.*

1 INTRODUZIONE

L'infertilità è stata riconosciuta come un problema di salute pubblica in tutto il mondo. Più di una coppia di genitori su dieci, infatti, soffre di problemi di infertilità di diversa natura che precludono un naturale processo di procreazione (*Direkvand-Moghadam*, 2014). In questi casi, come dimostrato dalle statistiche fornite dall'Organizzazione Mondiale della Sanità (WHO), sempre più coppie ricorrono a tecniche di procreazione assistita. Tra queste, la fecondazione e coltura in-vitro degli embrioni (IVF), rappresenta una concreta possibilità. L'IVF prevede di concedere agli ovociti fecondati, la possibilità di uno sviluppo nei primi cinque giorni in un ambiente controllato. Di solito gli ovociti vengono coltivati singolarmente in micro gocce di terreni di coltura, in condizioni statiche a 37°C, per poi essere impiantati, una volta raggiunto lo stadio di blastula. Le più avanzate ricerche nel campo della progettazione di sistemi IVF ambiscono a riprodurre in vitro un ambiente il più simile possibile all'ovidotto femminile, nel quale l'embrione non si sviluppa in condizioni statiche, ma compiendo il percorso compreso tra l'ovaia e l'utero. Con l'obiettivo di riprodurre l'ambiente naturale, si stanno pertanto studiando diversi sistemi IVF dinamici, in cui gli embrioni sono soggetti al moto del fluido in cui sono coltivati e, quindi, vengono stimolati meccanicamente (*Kim et al.*, 2009; *Hur et al.*, 2013). Di conseguenza la conoscenza delle condizioni di moto e dei relativi stimoli meccanici percepiti dall'embrione risulta di fondamentale importanza. Infatti, è noto che un'eccessiva sollecitazione meccanica dell'embrione potrebbe provocarne la prematura morte (*Xie et al.*, 2006). In particolare, è di interesse la stima delle tensioni tangenziali, che dipendono fortemente dalle proprietà reologiche del fluido.

L'obiettivo del presente studio è la caratterizzazione reologica di un liquido comunemente utilizzato come terreno per la coltura di embrioni (G-1 PLUS, Vitrolife) e la valutazione dell'influenza delle proprietà del fluido sulle condizioni di moto. La composizione del terreno di coltura suggerisce che esso possa manifestare comportamenti non-Newtoniani, aspetto che in letteratura al momento non è stato discusso. Per valutare le conseguenze per un sistema IVF, sono state inoltre eseguite simulazioni numeriche tridimensionali, in diverse configurazioni geometriche, utilizzando i parametri reologici trovati sperimentalmente, per studiare la stimolazione meccanica percepita dell'embrione.

2 MISURE REOLOGICHE SUL LIQUIDO DI COLTURA

Le misurazioni reologiche sono state eseguite usando un viscosimetro rotazionale (Physica Anton Paar MCR 301) con un momento torcente di 0,1 nNm, nell'intervallo compreso tra 0,05 μ Nm e 200 mNm. La camera di misura è stata mantenuta ad una temperatura controllata di 37°C. Al fine di ottenere una velocità di deformazione costante durante tutto il campionamento è stata adottata una configurazione piatto-cono, con un rotore conico di 50 mm di diametro e un angolo di 2°. Il campione viene posizionato nello spazio tra le

due piastre che ha dimensioni pari a 0,21 mm. Una prima serie di test è stata eseguita in condizioni stazionarie ad una velocità di rotazione costante, allo scopo di determinare la curva sforzo-deformazione. Successivamente, sono stati eseguiti test oscillatori, da cui è stato stimato il modulo complesso del liquido in un predeterminato intervallo di frequenze. I risultati mostrano che il comportamento del fluido è tipicamente non-Newtoniano a bassi valori della velocità di deformazione, ovvero in condizioni che tipicamente si realizzano nei dispositivi microfluidici. Le curve sforzo (τ)-deformazione ($d\gamma/dt$) ottenute dalle misure sperimentali sono mostrate in Figura 1a. In particolare, il fluido si comporta approssimativamente secondo il modello di Bingham: per piccoli valori di velocità di deformazione la viscosità effettiva cresce fino a valori molto grandi e diventa costante per valori abbastanza grandi della velocità di deformazione. L'andamento della corrispondente viscosità effettiva μ_e , definita come il rapporto tra la tensione e la velocità di deformazione in ogni punto della curva in Figura 1a, è riportato in Figura 1b. I punti rossi nella Figura 1b sono ottenuti dalla media dei valori delle curve sperimentali in Figura 1a.

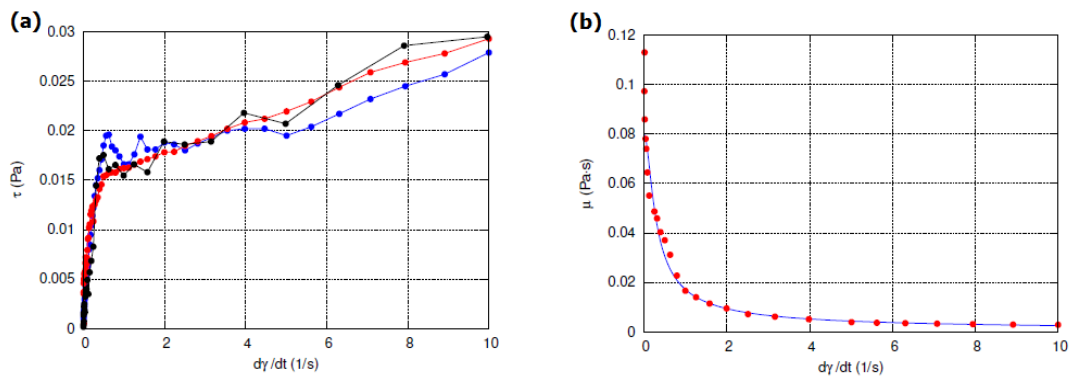


Figura 1. Nel pannello (a) è riportato lo Sforzo di Taglio (τ) versus Velocità di Deformazione ($d\gamma/dt$). Il pannello (b) illustra la Viscosità Effettiva, definita come $\mu_e = \tau / (d\gamma/dt)$; i punti rossi rappresentano i dati sperimentali, la linea blu il modello adottato.

Il fatto che per valori molto bassi di deformazione la viscosità effettiva cresca molto rapidamente, porta a presupporre che il fluido abbia un punto di snervamento, sotto il quale si comporta come un materiale solido. Le prove oscillatorie forniscono le risposte elastiche e viscose del fluido, quantificate rispettivamente dal modulo elastico G' e dal modulo viscoso G'' . A valori molto bassi di stress ($\tau \lesssim 10^{-3}$ Pa), si riscontra che G' diventa paragonabile a G'' ($G'' > G'$ per valori maggiori di sforzo), il che implica che il campione in questa regione presenta caratteristiche analoghe a quelle di un solido.

3 SIMULAZIONI NUMERICHE

Vari autori hanno studiato le caratteristiche dei dispositivi microfluidici eseguendo simulazioni fluidodinamiche numeriche (Heo et al., 2010; Lee et al., 2005); tuttavia, in tutti i lavori di cui siamo a conoscenza, il liquido di coltura è stato considerato come fluido Newtoniano con viscosità pari a quella dell'acqua (Lee et al., 2007; Kim et al., 2007). Per valutare in che modo le reali proprietà reologiche del fluido influenzino le caratteristiche del moto e, in particolare, lo sforzo di taglio sperimentato dall'embrione, sono state effettuate simulazioni numeriche adottando le due differenti geometrie mostrate in Figura 2, già considerate dai precedenti autori.

Per ogni geometria sono state eseguite due serie di simulazioni: nel primo caso sono state prese in considerazione le proprietà reologiche del fluido ottenute nel presente lavoro, nella seconda serie le stesse simulazioni sono state effettuate adottando la viscosità dell'acqua, per poter avere un confronto. Per modellare le proprietà non-Newtoniane del fluido ed evitare le complicazioni numeriche, derivanti dall'utilizzo di una legge costitutiva con un punto di snervamento, il liquido è stato modellato adottando la legge Carreau-Bird (Carreau, 1968). Ciò implica che la viscosità effettiva del fluido cambia con la velocità di deformazione secondo la seguente legge:

$$\mu = \mu_{\infty} + (\mu_0 - \mu_{\infty}) [1 + (\lambda \dot{\gamma})^2]^{(n-1)/2} \quad (1)$$

Questo prevede che la viscosità effettiva del fluido diminuisca con la velocità di deformazione da un valore massimo μ_0 ad un minimo asintotico μ_∞ . La curva che risulta dal fittaggio dei quattro parametri del modello con i risultati sperimentali è mostrato in Figura 1b in blu. Inoltre è stato verificato che le variazioni del valore di μ_0 non influenzino significativamente i risultati numerici, il che indica che l'utilizzo dell'equazione costitutiva Carreau-Bird è appropriato per quello che è lo scopo del presente lavoro. Le simulazioni numeriche sono state eseguite utilizzando il software open source OpenFOAM, che si basa sul metodo dei volumi finiti, adottando una mesh costituita da circa 1,5 milioni di volumi.

In Figura 3 si riporta il rapporto tra il valore massimo dello sforzo di taglio sull'embrione, collocato nel microcanale nel caso del modello Carreau-Bird e nel caso di un fluido Newtoniano con le proprietà dell'acqua, in funzione della velocità di ingresso.

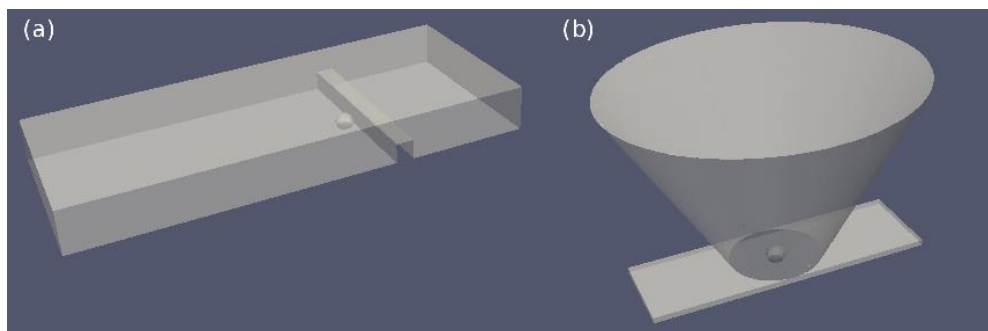


Figura 2. Nel pannello sono rappresentati i profili delle geometrie considerate nelle simulazioni numeriche (a) microcanale (b) microfunnel.

I risultati suggeriscono che la tensione di taglio ottenuta nel caso di un fluido non-Newtoniano è molto superiore rispetto al caso dell'acqua, soprattutto a bassi valori della velocità e quindi della velocità di deformazione. Per il valore più piccolo della velocità (che è coerente con dispositivi microfluidici reali) lo sforzo è previsto essere quasi 40 volte più alto se si adottano le proprietà reali del liquido di coltura. Risultati simili sono ottenuti nel caso della geometria microfunnel.

4 DISCUSSIONE

In questo lavoro è stata caratterizzata la reologia di un liquido di coltura embrionale (G-1 PLUS, Vitrolife). Attualmente sul mercato sono disponibili diversi terreni di coltura, ma la maggior parte di essi hanno costituenti simili, in particolare albumina del siero umano ed un antibiotico. Quindi, ci si aspetta che gli stessi test, eseguiti su fluidi di marca differente, portino a risultati qualitativamente simili.

I risultati sperimentali mostrano che il comportamento del fluido è altamente non-Newtoniano, e che la viscosità effettiva diminuisce significativamente con la velocità di deformazione ($d\gamma/dt$). La non-Newtonianità è particolarmente evidente a bassi valori di velocità di deformazione, tipici in dispositivi microfluidici, per i quali la viscosità risulta essere molto più grande del valore asintotico raggiunto ad alti valori di velocità di deformazione. L'unico modo per valutare quantitativamente gli sforzi di taglio che un fluido in movimento esercita su un embrione in un dispositivo microfluidico, è eseguire simulazioni numeriche del flusso del fluido, poiché misurazioni dirette sono praticamente impossibili.

Il presente lavoro sottolinea quindi l'importanza di misurare le proprietà reologiche del liquido di coltura, la cui conoscenza è un prerequisito fondamentale per l'esecuzione di simulazioni numeriche del flusso del fluido e per l'ottimizzazione dei sistemi di fertilizzazione in-vitro (IVF), basati sulla microfluidica.

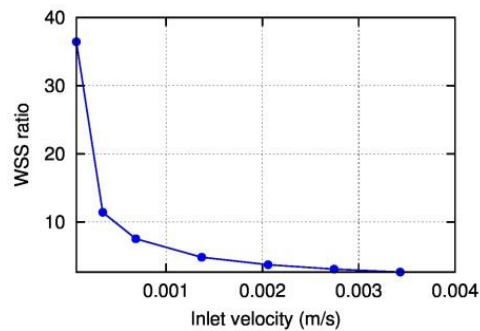


Figura 3. Il grafico mostra il rapporto tra la massima tensione tangenziale esercitata sull'embrione nel caso del modello Carreau-Bird e nel caso di un fluido Newtoniano con le proprietà dell'acqua. La geometria considerata è il microcanale.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Direkvand-Moghadam, A., *Int. J. Epidem. Res.*, 1(1),35-43, 2014.
- M. S. Kim, C. Y. Bae, G. Wee, Y.-M. Han, & J.-K. Park, "A microfluidic in vitro cultivation system for mechanical stimulation of bovine embryos," *Electrophoresis* 30, 3276 (2009).
- Y. S. Hur, J. H. Park, E. K. Ryu, S. J. Park, J. H. Lee, S. H. Lee, J. Yoon, S. H. Yoon, C. Y. Hur, W. D. Lee, et al., "Effect of micro-vibration culture system on embryo development," *Journal of assisted reproduction and genetics* 30, 835 (2013).
- Y. Xie, F. Wang, W. Zhong, E. Puscheck, H. Shen, & D. Rappolee, "Shear stress induces preimplantation embryo death that is delayed by the zona pellucida and associated with stress-activated protein kinase-mediated apoptosis," *Biology of reproduction* 75, 45 (2006).
- Y. Heo, L. Cabrera, C. Bormann, C. Shah, S. Takayama, & G. Smith, "Dynamic microfunnel culture enhances mouse embryo development and pregnancy rates," *Human reproduction* 25, 613 (2010).
- P. J. Lee, P. J. Hung, V. M. Rao, & L. P. Lee, "Nanoliter scale microbioreactor array for quantitative cell biology," *Biotechnology and bioengineering* 94, 5 (2005).
- P. J. Lee, N. Ghorashian, T. A. Gaige, & P. J. Hung, "Microfluidic system for automated cell-based assays," *Journal of the Association for Laboratory Automation* 12, 363 (2007).
- L. Kim, Y.-C. Toh, J. Voldman, & H. Yu, "A practical guide to microfluidic perfusion culture of adherent mammalian cells," *Lab on a Chip* 7, 681 (2007).
- Carreau, P. J. University of Wisconsin-Madison, 1968.

ESPONENTI DI LYAPUNOV A TEMPO FINITO COME INDICATORI DI EMOSTASI NEL VENTRICOLO SINISTRO

Maria Grazia Badas¹, Federico Domenichini² & Giorgio Querzoli¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettura, Università di Cagliari; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze

ASPETTI CHIAVE

- Analisi del flusso all'interno del ventricolo sinistro del cuore, sia in condizioni fisiologiche sia patologiche, ottenuto mediante simulazione numerica.
- Discussione delle distribuzioni di probabilità e delle statistiche degli Esponenti di Lyapunov a tempo finito e delle strutture coerenti lagrangiane.
- Gli esponenti di Lyapunov a tempo finito sono un valido indicatore del grado di mescolamento del flusso sanguigno nel cuore e permettono di individuare efficacemente la presenza di emostasi.

1 INTRODUZIONE

Gli esponenti di Lyapunov a tempo finito (FTLE), introdotti in letteratura da *Haller* (2001) sono di recente stati utilizzati con successo nell'ambito della fluidodinamica cardiovascolare per la descrizione del flusso intraventricolare ottenuto mediante simulazioni numeriche (*Shadden et al.*, 2005), studi in-vitro (*Espa et al.*, 2012) e in-vivo (*Hendabadi et al.*, 2013).

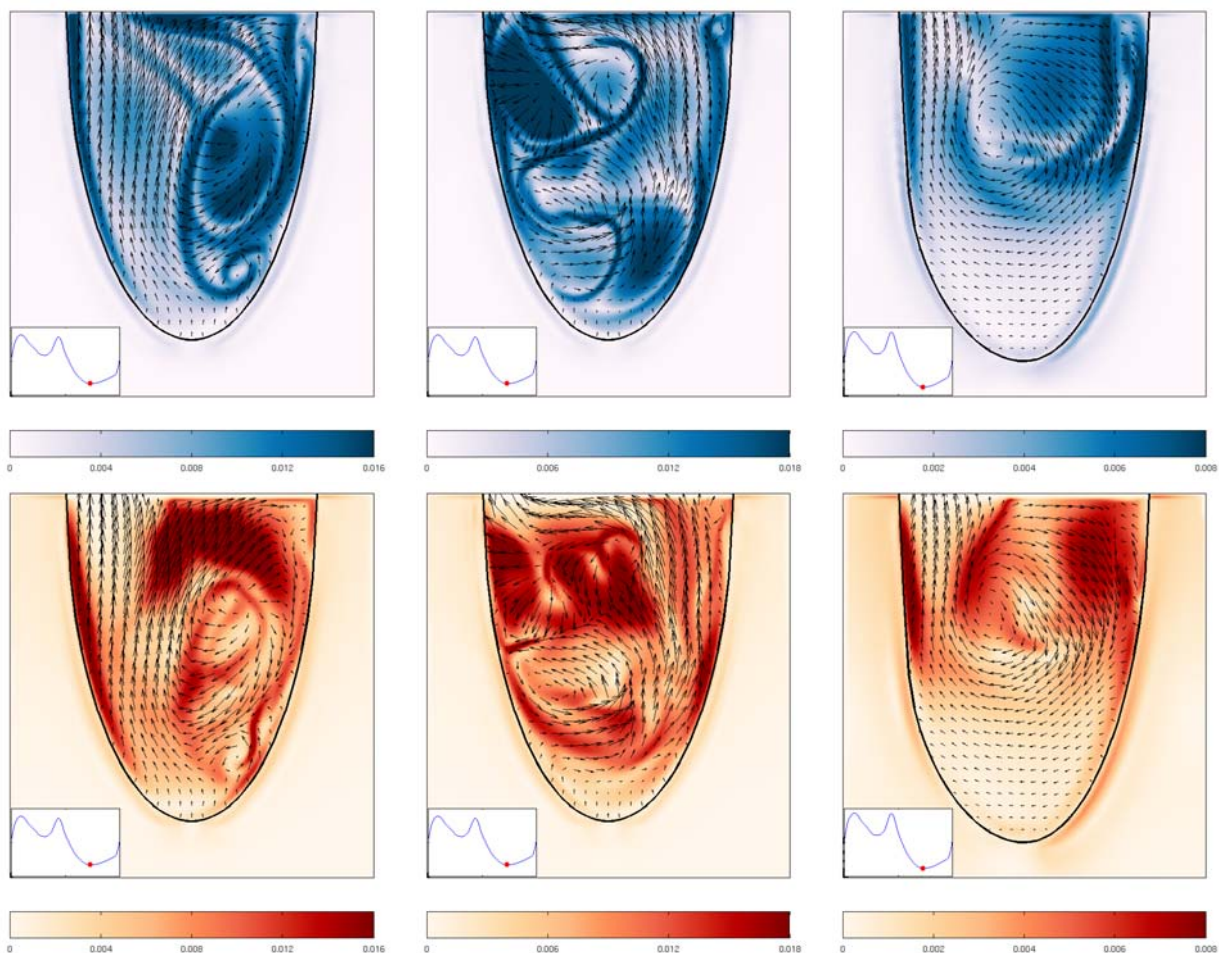


Figura 1. Mappe di colore degli FTLE sul piano verticale che seziona diametralmente orifizio mitrale e aortico a cui sono sovrapposti i campi di velocità, calcolati al picco sistolico. FTLE all'indietro (riga superiore) e in avanti nel tempo (riga inferiore) per il caso sano (colonna a sinistra), flusso in ingresso deviato (colonna centrale) e ventricolo infartuato (colonna a destra).

Nonostante gli FTLE si siano rivelati uno strumento valido per l'identificazione delle strutture distintive del flusso, essi sono stati inizialmente introdotti in fluidodinamica per la descrizione del mescolamento e della deformazione locale del fluido (*Pierrehumbert*, 1991) in flussi caotici non completamente turbolenti. Tale condizione è quella corrispondente al flusso intraventricolare, caratterizzato dal periodico sviluppo di grandi strutture vorticosi che crescono, diventano instabili durante la diastole e, successivamente, svaniscono quasi completamente durante la sistole. Lo studio degli FTLE appare quindi uno strumento diagnostico molto promettente non solo per identificare le strutture del flusso ma anche per comprendere i fenomeni di mescolamento all'interno del ventricolo. L'utilità degli FTLE nello studio dei flussi intraventricolari è stata verificata su dati di simulazioni numeriche tridimensionali rappresentativi di tre differenti condizioni: una fisiologica e due patologiche. Il caso di ventricolo dilatato con una scarsa motilità a seguito di un infarto del miocardio, soggetto ad emostasi, viene confrontato, come riferimento, con un flusso in un ventricolo sano. Il terzo caso rappresenta il flusso ventricolare che si instaura successivamente alla sostituzione della valvola mitrale con una valvola protesica impiantata in posizione anatomica (MPV). Lo scopo di quest'ultima simulazione è la verifica differenziale rispetto a un caso di flusso ventricolare, molto perturbato rispetto alle condizioni fisiologiche, che tuttavia non presenta regioni di emostasi. I campi degli FTLE sono stati utilizzati per descrivere le caratteristiche del flusso, grazie all'estrazione delle strutture lagrangiane coerenti. Successivamente, viene presentata l'analisi statistica degli FTLE e la loro potenzialità nell'identificazione delle condizioni di mescolamento favorevoli alla formazione di trombi in un ventricolo infartuato.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Simulazione numerica

Vengono di seguito forniti i dati essenziali delle tre simulazioni oggetto dell'analisi, per una descrizione esaustiva si rimanda a *Badas et al.* (2016). Le equazioni di continuità e di Navier-Stokes, scritte per fluido Newtoniano incompressibile, sono state risolte con un metodo ai contorni immersi. Le simulazioni sono state condotte imponendo un moto preassegnato della parete del ventricolo e profili di velocità in ingresso e uscita rispettivamente dall'orifizio mitrale e aortico. Nonostante le semplificazioni, in particolare il fatto che non venga riprodotta la dinamica delle valvole cardiache né il ruolo attivo dei tessuti, l'approccio adottato è in grado di riprodurre le caratteristiche salienti osservate nel flusso ventricolare (*Pedrizzetti et al.*, 2010).

La simulazione delle condizioni fisiologiche è stata condotta riferendosi a una frazione di eiezione pari al 55% e un flusso mitrale in direzione parallela all'asse lungo del ventricolo, il quale è approssimato con un semisferoide prolato. Nella simulazione del ventricolo infartuato, il moto del ventricolo è ottenuto, a partire da quello del caso sano, riducendo la deformazione longitudinale e radiale del setto interventricolare a livello medio-apicale, mentre la regione con ridotta motilità è situata in un settore della parte inferiore del ventricolo. La frazione di eiezione risulta pari al 32%. Nella terza simulazione il flusso in ingresso è inclinato di 15° rispetto all'asse del ventricolo; la condizione imposta riproduce la tipica deviazione del flusso in ingresso successiva all'impianto di una valvola mitralica meccanica in posizione anatomica (MPR).

2.2 Esponenti di Lyapunov a tempo finito

Gli esponenti di Lyapunov a tempo finito (FTLE), per la cui trattazione teorica si rimanda a *Haller* (2001), descrivono il tasso di allungamento delle particelle fluide e, di conseguenza, aiutano ad identificare le strutture lagrangiane coerenti le quali, in un flusso tridimensionale, sono ben identificate da superfici con alto grado di separazione tra le particelle fluide, ovvero alti FTLE. Gli FTLE possono essere calcolati integrando i campi di velocità sia in avanti sia indietro nel tempo permettendo di tracciare, rispettivamente, le strutture di repulsione o di attrazione tra particelle.

L'analisi congiunta di FTLE avanti e indietro nel tempo permette di individuare le regioni che racchiudono strutture coerenti. Per ciascuna delle tre condizioni del ventricolo analizzate, è stato scelto un tempo di integrazione pari a una scala temporale avvertiva, pari al rapporto tra il volume del ventricolo a fine diastole e la velocità di picco alla mitrale. Il calcolo degli FTLE è stato svolto utilizzando il codice di pubblico dominio NEWMAN (*Toit & Marsden*, 2010).

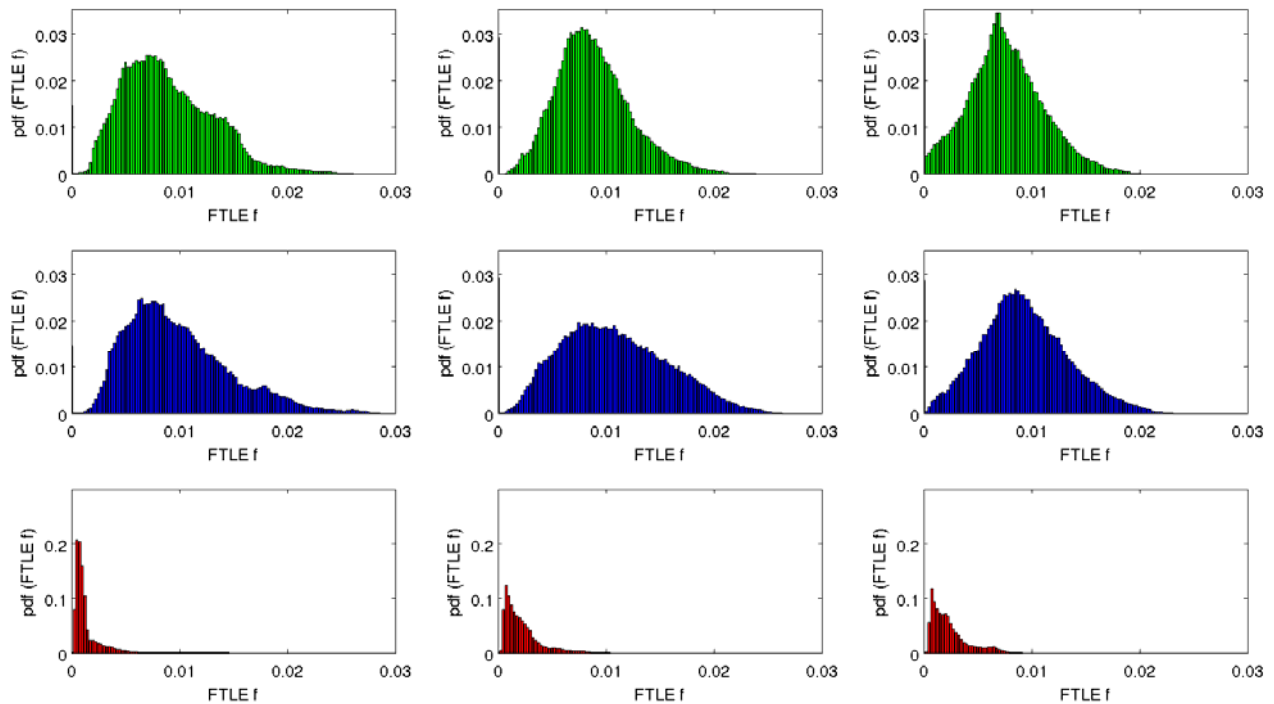


Figura 2. PDF degli FTLE in avanti calcolati ad istanti caratteristici del ciclo cardiaco: la fine dell'onda E ($t = 0.30 T$, colonna a sinistra); alla fine dell'onda A ($t = 0.54 T$, colonna centrale); picco sistolico ($t = 0.73 T$, colonna a destra) per i tre casi analizzati: ventricolo sano (riga superiore), flusso in ingresso deviato (riga centrale), ventricolo infartuato (riga inferiore).

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

I campi tridimensionali degli FTLE, analizzati nelle diverse fasi del ciclo cardiaco, hanno permesso di identificare le strutture coerenti caratteristiche del flusso ventricolare. A titolo di esempio, la Figura 1 riporta i campi degli FTLE in avanti e indietro nel tempo, sul piano verticale che seziona diametralmente orifizio mitrale e aortico, calcolati in corrispondenza del picco sistolico, per i tre casi analizzati. Le superfici ad alto FTLE corrispondono al fronte anteriore (FTLE all'indietro) e posteriore (FTLE in avanti) delle strutture vorticosi e mostrano la diversa evoluzione nei tre casi. Si osserva come, nel caso del ventricolo infartuato, la struttura vorticosi formatasi durante la diastole non interessi la zona apicale, mentre negli altri due casi la struttura si estende in tutto il ventricolo, sebbene con andamenti differenti tra loro.

Le funzioni densità di probabilità (PDF) degli FTLE in avanti nel tempo sono mostrate per alcuni istanti caratteristici del ciclo in Figura 2. PDF Gaussiane degli FTLE sono caratteristiche di un mescolamento omogeneo, in cui le traiettorie delle particelle fluide mappano uniformemente tutto il dominio mentre, in caso di mescolamento eterogeneo, le PDF non sono Gaussiane ma presentano distribuzioni più ampie e asimmetriche. Come mostra la Figura 2, alla fine della prima onda diastolica, onda E (colonna a sinistra), le PDF relative al caso sano e al flusso in ingresso deviato appaiono piuttosto simili, mentre il caso del ventricolo infartuato mostra una distribuzione caratterizzata da un picco fortemente accentuato ed una sottile coda a destra. Alla fine della seconda onda diastolica, onda A (colonna centrale), le PDF dei primi due casi analizzati sono ancora molto simili, ma più ampie e con picchi meno pronunciati, a causa dell'incremento di complessità del flusso, che caratterizza l'intero ventricolo. La PDF del caso infartuato presenta invece ancora un picco molto pronunciato ed è spostata verso valori bassi, corrispondenti a un basso livello di mescolamento. Al picco sistolico (colonna a destra) i casi sano e di flusso in ingresso deviato presentano una distribuzione più ampia e tendente alla Gaussiana, dovuta alla distruzione della struttura vorticosi, che causa un mescolamento più omogeneo. Al contrario, nel caso del ventricolo infartuato, la PDF descrive un mescolamento fortemente eterogeneo a causa della permanenza di una singola struttura vorticosi che domina il flusso.

La Figura 3 mostra l'evoluzione temporale della media, deviazione standard e asimmetria degli FTLE in

avanti. Mentre il caso sano e quello di flusso in ingresso deviato presentano andamenti e valori simili delle statistiche, il caso infartuato si discosta notevolmente, sia come andamenti che come valori. In particolare l'asimmetria risulta tre volte maggiore nel caso infartuato rispetto agli altri due, e denota un mescolamento dovuto a pochi eventi dovuti a strutture fortemente localizzate. Corrispondentemente la media presenta valori di gran lunga inferiori rispetto a quelli degli altri due casi, caratteristiche legate alla presenza di regioni di emostasi.

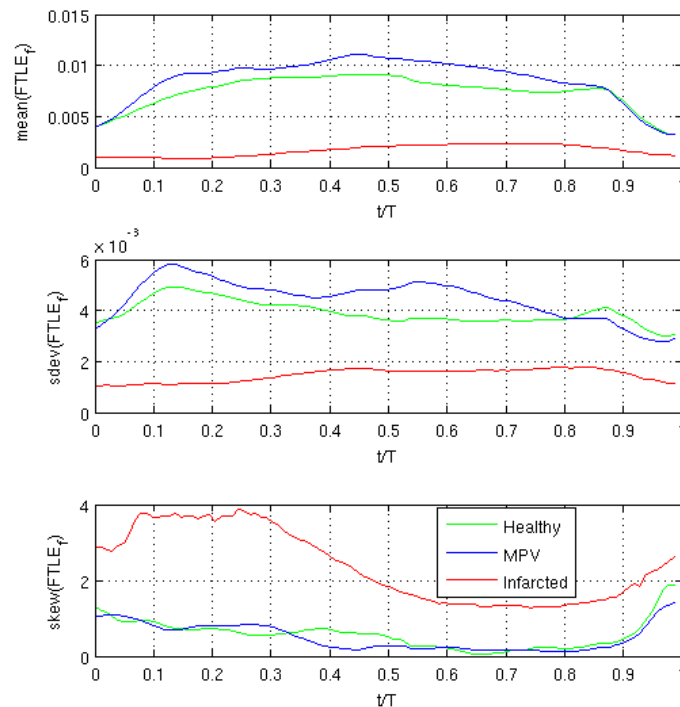


Figura 3. Andamento temporale delle statistiche degli FTLE in avanti nel tempo per le tre simulazioni analizzate: media (pannello superiore), deviazione standard (pannello centrale) e asimmetria (pannello inferiore).

In conclusione, a fronte di flussi molto diversi tra loro (Figura 1), il caso fisiologico e quello del flusso in ingresso deviato presentano andamenti simili delle PDF e delle statistiche degli esponenti di Lyapunov a tempo finito, nettamente distinti dai risultati ottenuti per il ventricolo infartuato e caratteristici della presenza di zone di emostasi. Gli esponenti di Lyapunov a tempo finito appaiono dunque come un buon indicatore del grado di mescolamento del sangue all'interno del ventricolo e, in particolare, permettono di individuare efficacemente la presenza zone di emostasi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Badas MG, Domenichini F, Querzoli G. Quantification of the blood mixing in the left ventricle using Finite Time Lyapunov Exponents, *Meccanica*, doi: 10.1007/s11012-016-0364-8, 2016
- Espa S, Badas MG, Fortini S, Querzoli G. A Lagrangian investigation of the flow inside the left ventricle. *European Journal of Mechanics - B/Fluids* 35:9–19. doi: 10.1016/j.euromechflu.2012.01.015, 2012
- Haller G. Distinguished material surfaces and coherent structures in three-dimensional fluid flows. *Physica D: Nonlinear Phenomena* 149:248–277. doi: 10.1016/S0167-2789(00)00199-8, 2001.
- Hendabadi S, Bermejo J, Benito Y, et al. Topology of Blood Transport in the Human Left Ventricle by Novel Processing of Doppler Echocardiography. *Ann Biomed Eng* 41:2603–2616. doi: 10.1007/s10439-013-0853-z, 2013
- Pedrizzetti G, Domenichini F, Tonti G. On the Left Ventricular Vortex Reversal after Mitral Valve Replacement. *Ann Biomed Eng* 38:769–773. doi: 10.1007/s10439-010-9928-2, 2010
- Pierrehumbert RT. Large scale horizontal mixing in planetary atmospheres. *Physics of Fluids A: Fluid Dynamics* (1989-1993) 3:1250–1260. doi: 10.1063/1.858053, 1991.
- Shadden SC, Lekien F, Marsden JE. Definition and properties of Lagrangian coherent structures from finite-time Lyapunov exponents in two-dimensional aperiodic flows. *Physica D: Nonlinear Phenomena* 212:271–304, 2005.
- Toit PC du, Marsden JE Horseshoes in hurricanes. *J Fixed Point Theory Appl* 7:351–384. doi: 10.1007/s11784-010-0028-6, 2010

RISULTATI SPERIMENTALI SUGLI EFFETTI DELLA DIAGNOSTICA INVASIVA NELLE VALUTAZIONI URODINAMICHE

Lorenzo Lotti¹, Martina Milanese², Vincenzo Li Marzi³, Luca Solari¹, Enio Paris¹ & Giulio Nicita²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze.; (2) Dipartimento di Medicina Sperimentale e Clinica, Università di Firenze; (3) Clinica Urologica II, Azienda Ospedaliero-Universitaria di Careggi, Firenze

ASPETTI CHIAVE

- Attualmente le indagini urodinamiche per l'analisi della funzionalità del tratto urinario inferiore ricorrono a metodi invasivi, producendo così una situazione non fisiologica
- Scopo della presente ricerca è valutare l'incidenza dell'inserimento di un catetere all'interno dell'uretra sulle variabili idrodinamiche del sistema tramite un modello sperimentale di laboratorio
- I risultati dei test sperimentali mostrano una sensibile diminuzione della portata che transita nel sistema, in accordo con dati di letteratura e dati reali

1 INTRODUZIONE E OBIETTIVI

L'esame urodinamico è un'indagine che nasce con lo scopo di comprendere le disfunzioni del tratto urinario inferiore, sistema costituito da vescica (che funge da serbatoio in pressione di raccolta dell'urina) e da uretra (condotto elastico collassabile di uscita attraverso cui l'urina viene espulsa dal corpo umano), sia nella fase di riempimento che in quella di svuotamento. La necessità di cateterizzazione dell'uretra e di introduzione di una sonda nel retto fa definire l'esame urodinamico completo come "invasivo".

Il presente studio si inserisce all'interno di un progetto di ricerca interdipartimentale del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze (DICEA), in collaborazione con il Dipartimento di Medicina Sperimentale e Clinica dell'Università di Firenze e con la Clinica Urologica II dell'Azienda Ospedaliero-Universitaria Careggi (AOUC), che riguarda lo sviluppo di una strumentazione non invasiva per la diagnostica urodinamica, ovvero in cui nessuna parte della macchina entra in contatto con il corpo umano.

Attualmente non esiste un affidabile e scientificamente riconosciuto sistema non invasivo per la diagnosi della funzionalità del basso apparato urinario (Nitti, 2005; Parsons *et al.*, 2011; Elterman *et al.*, 2013); infatti l'indagine clinica più utilizzata in urodinamica, lo Studio Pressione/Flusso, prevede l'utilizzo di un catetere uretrale per la misura della pressione intra-vescicale e per l'osservazione della flussometria all'interno dell'uretra, e di una sonda rettale che determina la pressione intra-addominale (Schäfer *et al.*, 2002; Di Benedetto *et al.*, 2005; Sekido, 2012). Tali tecniche, oltre a indurre nel paziente disagi anche rilevanti e possibili complicanze, possono influire sulla correttezza della diagnosi, in quanto la presenza di un catetere all'interno del lume uretrale e della vescica determina una condizione non fisiologica che sicuramente inficia l'interpretazione dei risultati (Groutz *et al.*, 2000; Baseman *et al.*, 2002).

Il concetto che sta alla base della presente ricerca scaturisce dal considerare il tratto urinario inferiore assimilabile a un sistema idraulico costituito da un serbatoio di alimentazione in pressione (vescica) e da un condotto elastico collassabile di uscita (uretra) il cui comportamento fisico è governato dalle leggi della meccanica dei fluidi. In questo modo il tratto urinario inferiore viene rappresentato in termini quasi completamente meccanici, si veda lo studio di Griffiths (1980), su cui si basano la maggior parte degli studi successivi. Per questo, al fine di migliorarne la comprensione fisica, nel Laboratorio di Idraulica Fluviale, Lagunare e Biofluidodinamica del DICEA è stato progettato e realizzato un modello fisico del tratto urinario inferiore per studiare le principali relazioni tra le variabili idrodinamiche, costituito appunto da un serbatoio collegato ad un condotto di uscita elastico.

Lo scopo della presente ricerca è valutare la variazione dei parametri fluidodinamici agenti nel sistema, rispetto alla situazione fisiologica, a causa dell'inserimento di un catetere all'interno del tubo elastico, simulando pertanto quello che succede durante le indagini urodinamiche.

2 MATERIALI E METODI

Il modello fisico (Figura 1) è formato da un serbatoio cilindrico in plexiglas (che rappresenta la vescica) di altezza 2 m con un foro di scarico sul fondo collegato a un tubo elastico collassabile di lattice (che rappresenta l'uretra) costituito da un drenaggio Penrose di lunghezza 20 cm e diametro interno a riposo 6 mm. La compressione elastica sull'uretra dovuta agli organi interni è stata simulata posizionando il tubo elastico tra due blocchi di gommapiuma di dimensione $30 \times 20 \times 5 \text{ cm}^3$ soggetti a compressione in modo da avere una pressione uniforme sul tubo pari a 1 kPa.

Il livello H all'interno del serbatoio è stato misurato mediante un trasduttore di pressione posto sul fondo ad una frequenza di 12.5 Hz; per ogni intervallo di tempo, dai valori di H è stata valutata la variazione di volume e di conseguenza la portata Q che transita nel sistema.

Il carico totale H_r all'ingresso del tubo elastico, valutato in ogni istante sottraendo dal livello H le perdite energetiche a monte del tubo elastico, è stato assunto come rappresentativo della pressione all'interno della vescica.

Il catetere utilizzato è quello in plastica standard dello Studio Pressione/Flusso, di diametro esterno 6 Fr (2 mm).

Nelle prove è stato analizzato il comportamento idraulico del sistema durante lo svuotamento del serbatoio in presenza o meno del catetere, concentrandoci in particolar modo sulla misura della portata Q (prove senza catetere) e Q_{cat} (prove con catetere) in funzione del carico totale H_r . Per ognuno dei due set-up le prove sono state ripetute 5 volte, ma poiché i risultati erano sovrapponibili, è stata presa come riferimento soltanto una prova ciascuno.

Le prove sono state eseguite facendo variare il carico H_r all'ingresso del tubo elastico tra 1.5 m e 0.3 m, in modo da coprire il campo delle pressioni riscontrabili in vescica.

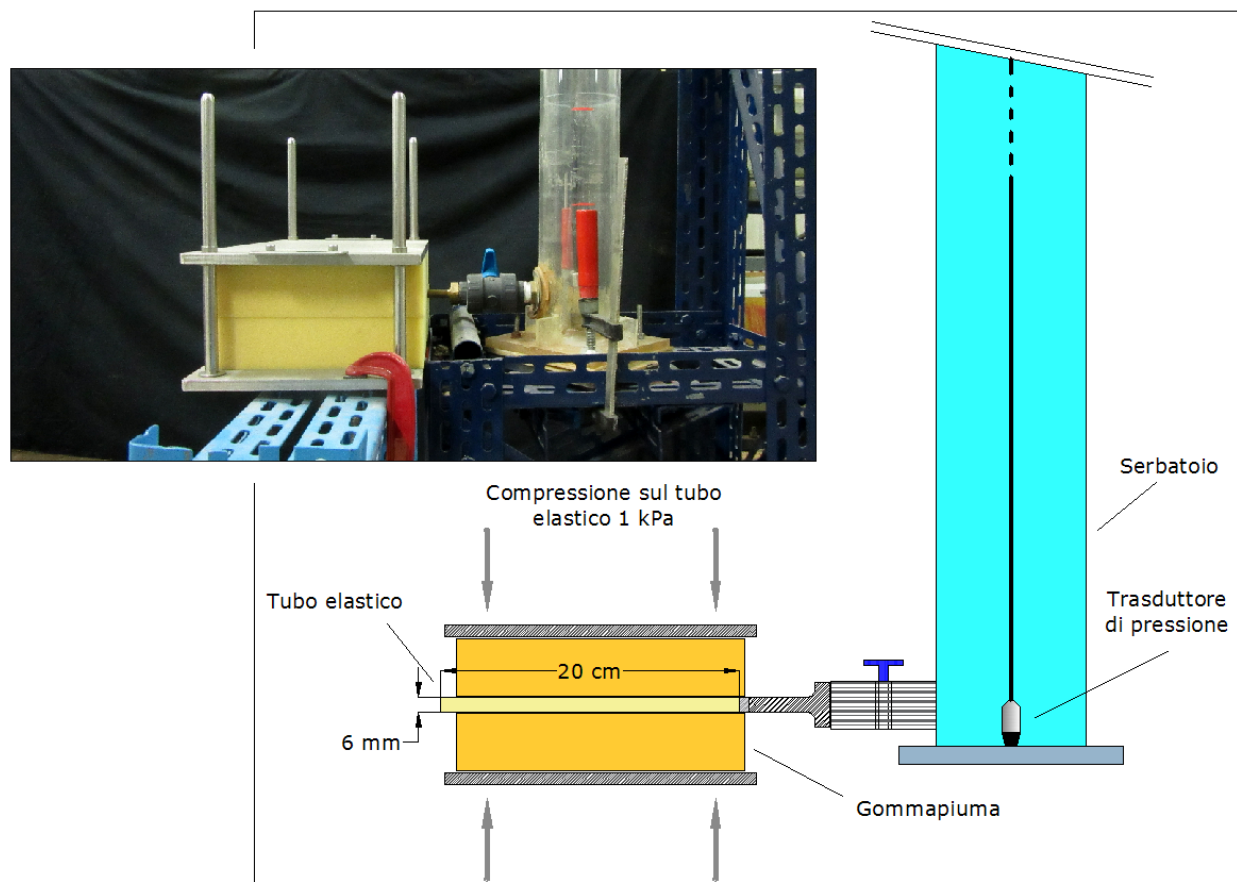


Figura 1. Modello fisico di laboratorio del tratto urinario inferiore.

3 RISULTATI

In Figura 2 sono rappresentati i risultati delle prove eseguite: nella 2a sono riportate Q e Q_{cat} in funzione del carico H_r , mentre nella 2b è rappresentata la portata Q_{cat} in funzione di Q , a parità di carico H_r . La portata Q_{cat} che si ha nel sistema con il catetere è sensibilmente più bassa rispetto a quella del sistema con tubo libero, a parità di carico totale H_r ; infatti, per $H_r = 1.5$ m si ha una riduzione relativa del 22.4 %, che arriva al 36.0 % per $H_r = 0.3$ m.

In Tabella 1, i dati sperimentali ricavati nella presente ricerca sono stati messi a confronto con i) dati reali di *Baseman et al.* (2002) ottenuti da misurazioni cliniche su 21 volontari sani, e ii) dati reali forniti dalla Clinica Urologica II dell'AOUC di Firenze su 8 maschi sani; per entrambi i gruppi sono state eseguite una uroflussometria libera e una con un catetere di 6 Fr, lo stesso utilizzato nella presente ricerca. Q_{peak} e Q_{cat_peak} sono le medie del picco di portata urinaria rispettivamente senza e con catetere, mentre ΔQ è la media della differenza tra le due misurazioni (tra parentesi la differenza relativa in percentuale). Poiché nell'uroflussometria il carico in vescica non viene misurato, nei dati reali la variazione di portata è stata valutata a parità di volume totale vuotato, caso in cui si può supporre parità anche di pressione vescicale. Si può notare come i risultati sperimentali riescano ad approssimare in modo soddisfacente i dati reali.

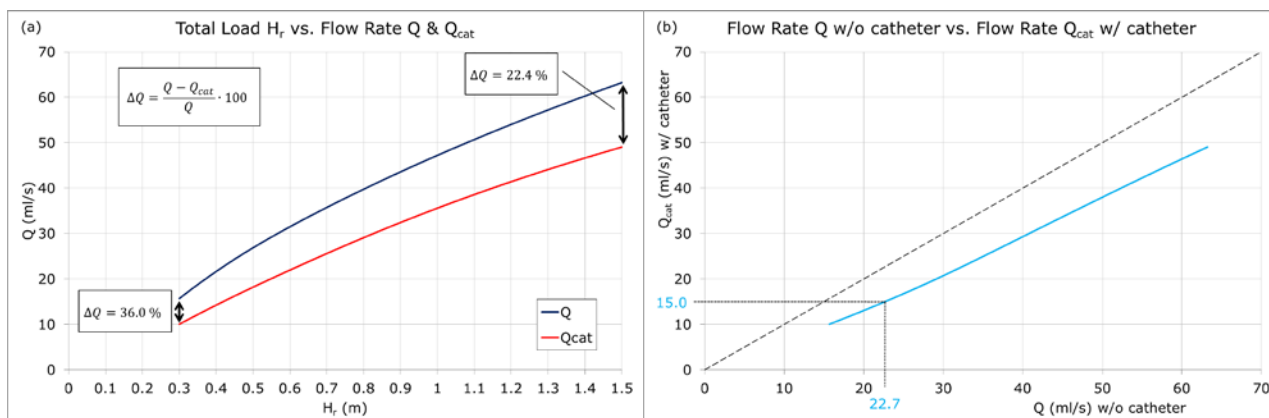


Figura 2. (a): Confronto tra la portata Q delle prove senza catetere con la portata Q_{cat} delle prove con catetere inserito; (b): Stesso confronto, a parità di carico totale H_r .

Origine dei dati	Q_{peak} (ml/s)	Q_{cat_peak} (ml/s)	ΔQ (relativo)
Prove di laboratorio (presente ricerca)	22.7	15.0	7.7 ml/s (33.9 %)
i) Volontari sani (<i>Baseman et al.</i> , 2002)	22.65 ± 9.6	16.25 ± 7.2	6.4 ml/s (28.3 %)
ii) Volontari sani (Clinica Urologica II, AOUC)	24.13 ± 10.1	17.75 ± 8.3	6.4 ml/s (26.4 %)

Tabella 1. Riepilogo risultati di laboratorio e dati reali.

4 CONCLUSIONI

Vengono presentati i primi risultati di una ricerca condotta su un modello fisico di laboratorio che riproduce il tratto urinario inferiore finalizzata a valutare l'incidenza, sulle variabili fluidodinamiche agenti nel sistema, dell'inserimento di un catetere all'interno dell'uretra rispetto alla condizione fisiologica, simulando così quello che succede durante le indagini urodinamiche. I risultati, in accordo con dati di letteratura e dati reali, mostrano, a parità di carico totale, una sensibile diminuzione della portata che transita nel sistema.

Questo fatto può avere ulteriori implicazioni cliniche per quanto riguarda l'interpretazione di questi parametri, nonché per la realizzazione di diagnosi accurate.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Baseman, A.G., Baseman, J.G., Zimmern, P.E. & Lemack, G.E., Effect Of 6f Urethral Catheterization On Urinary Flow Rates During Repeated Pressure-Flow Studies In Healthy Female Volunteers, *Urology* 59:843-846, 2002
- Di Benedetto, P., Pesce, F. & Tubaro, A., *Urodinamica Clinica - Tecniche*, McGraw-Hill, 2005.
- Elterman, D.S., Chughtal, B., Lee, R., Te, A.E. & Kaplan, S.A., Noninvasive Methods To Evaluate Bladder Obstruction In Men, *International Brazilian Journal Of Urology*, 39:4-9, 2013.
- Griffiths, D.J. *Urodynamics*, Adam Hilger Ltd, 1980.
- Groutz, A., Blaivas, J.G. & Sassone, A.M., Detrusor Pressure Uroflowmetry Studies In Women Effect Of A 7fr Transurethral Catheter, *The Journal Of Urology*, 164:109-114, 2000
- Nitti, W.D., Pressure Flow Urodynamics Studies: The Gold Standard For Diagnosing Bladder Outlet Obstruction, *Reviews In Urology*, 7(suppl 6):S14-S21, 2005.
- Parsons, B.A., Bright, E., Shaban, A.M., Whitehouse, A. & Drake, M.J., The Role Of Invasive And Non-Invasive Urodynamics In Male Voiding Lower Urinary Tract Symptoms, *World Journal Of Urology*, 29:191-197, 2011.
- Schäfer, W., Abrams, P., Liao, L., Mattiasson, A., Pesce, F., Spangberg, A., Sterling, A.M., Zinner, N.R. & Van Kerrebroeck, P. Good Urodynamic Practices: Uroflowmetry, Filling Cystometry, and Pressure-Flow Studies, *Neurourology And Urodynamics* 21:261-274, 2002.
- Sekido, N., Bladder Contractility And Urethral Resistance Relation: What Does A Pressure Flow Study Tell Us?, *International Journal Of Urology*, 19:216-228, 2012.

INFLUENCE OF THE EXPERIMENTAL WORKBENCH ON THE ASSESSMENT OF HYDRODYNAMIC PERFORMANCE OF HEART VALVE PROSTHESES.

Luigi Di Micco¹, Paolo Peruzzo¹, Riccardo Toninato¹, Gaetano Burriesci² & Francesca M. Susin¹

(1) Cardiovascular Fluid Dynamics Laboratory HER-Healing Research - Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering (ICEA), University of Padua, Italy.

(2) UCL Cardiovascular Engineering Laboratory, UCL Mechanical Engineering, University College London, United Kingdom.

KEY POINTS

- A novel Pulse Duplicator (PD) was recently designed and set up at HER Lab (Fluid Dynamics Laboratory - HER, Healing Research - ICEA Department of University of Padua).
- The hydrodynamic performance of three bileaflet On-X mechanical valves (21, 23 and 25 mm NS) was assessed in two different PDs (a commercial Pulse duplicator vs the HER Lab PD).
- Fundamental global hydrodynamics parameters were investigated to provide a performance comparison of the two PDs response.

1 INTRODUCTION:

The Pulse Duplicator (PD) is a hydro-mechanical circuit reproducing the human systemic circulation used to test the *in vitro* performance of cardiovascular devices, such as aortic valve and stent (Burriesci *et al.*, 2016; Rahmani *et al.*, 2012 and Lieber *et al.*, 2012). Currently, the use of commercial PDs (e.g. ViVITRO System, ViVITRO Labs Inc., MP3 Pulse Duplicator, Dynatek Labs, inc.) is widespread in the R&D sector major companies and in the most advanced research laboratories in the biomedical field, due to their reliability and the user-friendly interface of the software. However these PDs have rather high cost and they are not customizable. For these reasons, a suitable designed PD simulating physiological systemic flow and pressure waves was recently made at HER Lab (Fluid Dynamics Laboratory - HER, Healing Research at ICEA Department of University of Padua), to have a suitable workbench for *in vitro* examination of cardiovascular devices performance.

In the present work comparative experiments on the same mechanical valve, i.e.; On-X Valve (Bileaflet Mechanical Aortic Valve, On-X Life Technologies, Inc.), were carried out between the HER Lab PD and the commercial PD (ViVITRO Superpump) of UCL Cardiovascular Engineering Laboratory (London, UK), hereafter named CEL PD. The aims of this study are *i)* ascertaining the capability of HER PD to reproduce physiological flow and pressure waves as well as the CEL PD, and *ii)* comparing hemodynamic aortic valve prosthesis performance, in compliance with the international standard UNI EN ISO 5840-3:2013.

2 METHODS

The HER Lab and CEL PDs are similar from the conceptual point of view: they both mimic fundamental cardiovascular characteristics according to a lumped parameter windkessel approach, (e.g. arterial compliance is reproduced by concentrated air chambers) but rather different in the overall geometry. The HER PD (see Fig.1a) consists of 8 main components. The linear electromagnetic Pump feeds the Ventricle Chamber, which is regulated by a mitral valve at the inlet, whilst a flow meter is located at the outlet. The Aortic Chamber is located downstream of the flow meter and it includes the valve housing, two pressure transducers (upstream and downstream of the aortic valve, respectively) and a pipe mimicking the aortic root and arch. The Aortic Compliance, the fluid heater, the systemic Compliance Chamber and the Peripheral Resistance complete the system before the flow gets into the Atrial Tank. The electromagnetic linear pump is a Parker PRA3810S (Parker Hannifin Corp, Cleveland, OH, USA), aortic and ventricular pressure are measured using PCB Piezotronics series 1500 (PCB Group, Depew, NY, USA), and the flow measure is monitored with an ultrasonic flow-meter probe ME-PXN-Series (Transonic Systems Inc., Ithaca NY, USA).

Differently, the CEL PD includes a ventricular chamber in which a silicone model of the ventricle is hosted. The system includes two compliance chambers, the ventricular and the aortic ones. The figure 1b provides an illustration of the fundamental components (for details see ViVITRO System Manual, 2014).

Similarly to HER PD the *Vivitro System* is composed by the SuperPump, the Ventricle and Aortic Chamber, the Flow meter probe and Peripheral resistance controller. Moreover the system is predisposed to study hemodynamic problems related to the mitral valve, providing an Atrium Chamber. CEL PD is also coupled with an external heater to work with fluid at 37 °C. The pressure in the aortic and ventricular chambers are measured using Millar Mikro-tip pressure catheters (*Millar Instruments, Inc., Houston, TX, USA*), and the flow through the valve is monitored with an electromagnetic flowmeter (*Carolina Medical Electronics, Inc., East Bend, NC, USA*). (see Fig.1b).

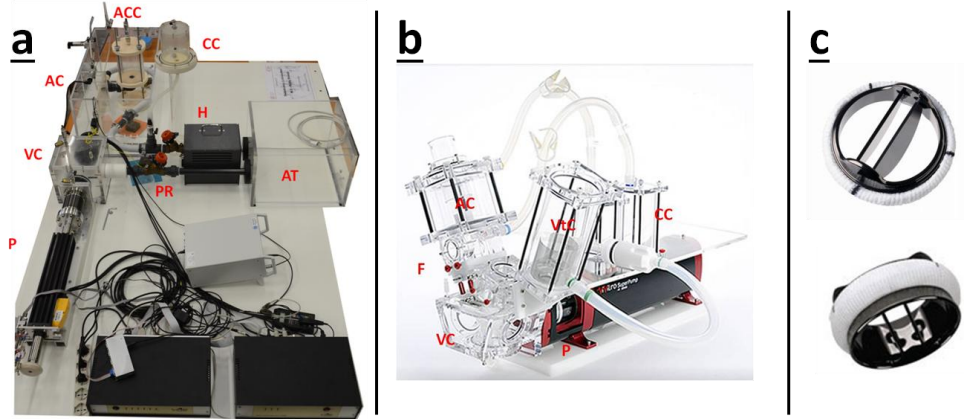


Figure 1. Comparison between PDs: geometrical configuration, main components and the mechanical aortic valve used for the hydrodynamic tests. **a)** HER Pulse Duplicator: Pump (P), Ventricle Chamber (VC), Aortic Chamber (AC), Aortic Compliance (ACC), heater (H), systemic Compliance Chamber (CC), Peripheral Resistances (PR), Atrial Tank (AT). **b)** ViVitro CEL PD: SuperPump (P), Ventricle and Aortic Chamber (AC and VC), Atrium Chamber (AtC), Flow meter probe (F), Peripheral resistance controller (R). **c)** 25 mm Bileaflet Mechanical Aortic Valve, On-X.

Tests in several physiological pulsatile-flow operating conditions were performed to compare the hydrodynamics performance of the bileaflet mechanical aortic valve (On-X Aortic Valve, *On-X Life Technologies, Inc.*) for three different size (namely 21, 23 and 25 mm) (see Fig. 1c). In particular, valve performance was assessed for four different cardiac outputs (CO) between 4 and 7 l/min, at a normal heart rate (HR) of 70 bpm, and mean aortic pressure ($p_{AO_{mean}}$) of 100 mmHg. Saline solution at 20 °C was used as testing fluid. Averaged data over 10 consecutive cycles were used to extract the following quantities:

- the *TransAortic Pressure Drop* (ΔP) defined as the average of the difference between ventricular and aortic pressure during the ejection phase;
- the *TransAortic Maximum Pressure drop* (ΔP_{max});
- the *Aortic Mean Pressure* ($p_{AO_{mean}}$) defined as the average of Aortic Pressure (p_{AO}) during the cycle;
- the *Aortic Minimum Pressure* ($p_{AO_{min}}$);
- the *Aortic Maximum Pressure* ($p_{AO_{max}}$);
- the *Ventricular Maximum Pressure* ($p_{LV_{max}}$);
- the *Pumped Stroke Volume* (SV_{pump}), i.e. the maximum displacement of the piston multiplied by its cross-sectional area;
- the *Stroke Volume* (SV) defined as forward flow that occurs through the aortic valve substitute;
- the *Aortic Closing Volume* (CV), corresponding to the backflow as the valve leaflets move from the open to the closed configuration;
- the *Aortic Leakage Volume* (LV), corresponding to backflow occurring when the valve is fully closed;
- the *Aortic Regurgitant Fraction* (RF [%]) given by the ratio between the sum of the total regurgitant volume (CV+LV) and SV;
- the *Aortic Peak Flow* (PF), i.e. the maximum forward flow during ejection phase;
- the *Effective Orifice Area* (EOA), i.e. the minimum flow area (cm^2) downstream the valve during the ejection phase, defined as:

$$EOA = \frac{Q_{RMS}}{51.6 \sqrt{\frac{\Delta P}{\rho}}} \quad (1)$$

where ρ (g/cm^3) is the fluid density and Q_{RMS} (ml/s) is the root mean square forward flow.

3 RESULTS AND DISCUSSION

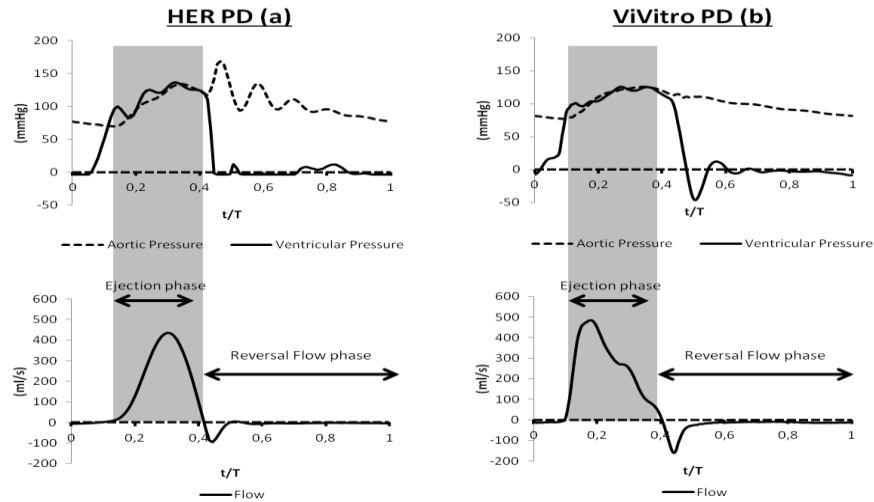


Figure 2. Pressure (in aorta and in ventricle) and flow measured at CO 4.0 l/min for (a) the HER Lab PD and (b) for CEL PD. Tested valve was On-X of size 25 mm. All data are averaged over 10 cycles.

A representative measure of flow and of systemic pressures for 25 mm On-X valve at CO 4.0 l/min is reported in Fig. 2 for the two PDs. Both aortic flow waves are physiologically consistent with the physiological curve during the whole heart cycle, and the main cardiac flow phases (e.g.; the *reversal flow* due to the closing valve at the end of systole) are easily recognized. Similarly, pressure curves well represent the physiological behavior in aorta and in the ventricle for both PDs. However, differences in the closing phase exist during diastole when, in the HER Lab PD, an unrealistic pressure peak is recorded (*water hammer - dirotic notch*). This non physiological result may be explained by both the non-negligible inertia of the system and the rigidity of the valve housing section. Adjustments are being made to HER PD in order to recover more physiological diastolic aortic pressure.

Global hydrodynamic parameters as measured/calculated with the two PDs at different working conditions are reported in Table 1. All data refers to On-X valve 25 mm NS. The two PDs calculated similar values for most of the parameters; in particular, ventricular and aortic pressures show differences that non exceed the 10% for lower COs, as expected from the graphs in Fig. 2. The analysis of PF, SV and LV shows non-negligible difference between the measurements of HER Lab and CEL PDs. These discrepancies are strictly related with the significant difference of leakage measured in the diastolic phase, during which the On-X valve seems completely sealed into HER Lab PD, whilst moderate regurgitation occurs into CEL PD. The amount of exceeded regurgitated volume (about 10 ml per cycle for all COs tested) has to be compensated increasing the ejection volume to maintain the same CO in the CEL PD, and hence increasing the SV and the PF. It is still an open question, that deserves further investigations, the reason of the absence of measured leakage through the On-X valve into HER Lab PD. Usually, mechanical valves exhibit mild leakage to promote leaflets washing, thus preventing clots formations, and one would expect the On-X valve to have some extent of leakage when tested in the HER PD as well. A possible explanation of the absence of leakage may be due to the flowmeter inability to correctly measure backward flow driven by oscillating pressure gradients, as underlined by the pressure curves in Fig. 2a.

Differences are also measured in terms of ΔP and EOA. The ΔP measured in HER Lab PD significantly differ from the one measured in CEL PD (e.g. for CO 4.0 l/min ΔP is 2.4 mmHg and 9.9 mmHg for CEL and HER Lab PD, respectively). In this case the different set up of aorta compliance plays a fundamental role on the final outcomes, since the CEL PD worked with a compliant aortic root, whilst HER Lab PD considered a completely rigid aorta. The difference of compliance amplifies the ΔP and then the EOA. For the present case, results give $EOA = 4.0 \text{ cm}^2$ for CEL PD test and $EOA = 2.1 \text{ cm}^2$ for HER Lab PD. Although Standard requirements in terms of minimum EOA (equal to 1.25 cm^2 for 25 mm) are satisfied in both tests, the ratio between measured and minimum EOA is much higher for CEL than for HER PD, depicting a much smaller hemodynamic performance for the same valve when tested at HER Lab. The above findings confirm our idea

about the necessity of calling the attention of researchers and Standards Committees on standardizing pulse duplicators characteristics in order to reliably compare results obtained in different facilities.

Table 1. Global hydrodynamic parameters comparison between CEL and HER pulse duplicator for 25 mm On-X

Data Description	CEL PD	HER PD	CEL PD	HER PD	CEL PD	HER PD	CEL PD	HER PD
CO (l/min)	4		5		6		7	
HR (bpm)	70		70		70		70	
AV - OnX size (mm)	25		25		25		25	
Δp (mmHg)	2.4	9.9	4.6	11.1	5.5	12.1	6.7	13.8
Δp_{max} (mmHg)	19.9	29.3	21.1	28.2	23.1	32.0	26.4	35.5
pAO_{mean} (mmHg)	100.2	101.4	98.6	100.8	99.6	99.1	100.3	99.3
pAO_{min} (mmHg)	76.5	69.3	70.8	70.8	67.5	54.2	62.9	47.4
pAO_{max} (mmHg)	126.5	158.6	129.4	168.7	135.0	179.7	140.6	190.6
pLV_{max} (mmHg)	126.3	136.4	127.0	133.5	132.5	155.4	139.1	165.9
SV_{pump} (ml)	90.5	86.4	105.8	104.2	121.5	119.2	135.0	131.7
SV (ml)	68.6	60.9	84.2	75.4	99.9	84.0	113.3	96.3
CV (ml)	-5.7	-3.1	-4.5	-3.4	-4.9	-3.4	-3.6	-5.1
LV (ml)	-7.0	-0.1	-8.2	-0.6	-9.5	-1.7	-10.2	-1.1
PF (ml)	486.7	440.4	576.0	530.5	668.4	604.8	737.0	689.7
RF (%)	18.5	5.1	15.0	5.6	14.4	6.0	12.2	4.8
EOA (cm ²)	4.0	2.1	3.8	2.5	4.0	2.8	4.1	3.0

4 CONCLUSION

In this paper, we compared the hydrodynamic performance of a bileaflet On-X mechanical valve for three different valves size as obtained in two different PDs (a commercial and a non-commercial pulse duplicator). We conclude that HER Lab PD properly simulates a physiological behavior in terms of pressure and flow, although a rather large dicrotic notch characterizes the closing valve phase. However it does not have significant impact on the estimation of the global parameter over the cycle, except for the leakage volume.

Finally, it is worth noting that the value of ΔP and EOA are two of the most important parameter adopted by ISO to assess the systolic performance of a mechanical aortic valve. In the present study both PDs assessed the tested valve in accordance with the ISO Standard requirements, but with values of EOA almost twice for CEL PD. A large amount of clinical and bioengineering literature exists which compares performance tests results obtained in different pulse duplicators (e.g. *Yoganathan et al.* 2004, 2005). Our observations now suggest that this sort of comparison could be inappropriate. Moreover, average ΔP strongly influences the value of the effective orifice area EOA as shown in (1), hence particular attention should be focused on that parameter.

REFERENCES

- Burriesci G., Peruzzo P., Susin F.M., Tarantini G., Colli A. In vitro hemodynamic testing of Amplatzer plugs for paravalvular leak occlusion after transcatheter aortic valve implantation, *International Journal of Cardiology* 203 (2016) 1093–1099.
- Rahmani B., Tzamtzis S., Ghanbari H., Burriesci G., Seifalian A.M., Manufacturing and hydrodynamic assessment of a novel aortic valve made of a new nanocomposite polymer, *Journal of Biomechanics* 45(2012)1205–1211.
- Lieber, B. B., Livescu, V., Hopkins, L. N., & Wakhloo, A. K. (2002). Particle image velocimetry assessment of stent design influence on intra-aneurysmal flow. *Annals of biomedical engineering*, 30(6), 768-777.
- ViVito Operating Manual. ViVito Systems Inc., 2006, Victoria, Canada.
- Yoganathan, A. P., He, Z., & Casey Jones, S. (2004). Fluid mechanics of heart valves. *Annu. Rev. Biomed. Eng.*, 6, 331-362.
- Yoganathan, A. P., Chandran, K. B., & Sotiropoulos, F. (2005). Flow in prosthetic heart valves: state-of-the-art and future directions. *Annals of biomedical engineering*, 33(12), 1689-1694.

PRELIMINARY EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDY ON A RUBBER PHANTOM OF AORTIC ARCH

Giulia Comunale¹, Paolo Peruzzo², Riccardo Toninato², Luigi di Micco², Andrea Bagno³ & Francesca Maria Susin²

(1) Department of Information Engineering, University of Padua, Italy – email: giulia.comunale@studenti.unipd.it;

(2) Cardiovascular Fluid Dynamics Laboratory HER-Healing Research - Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering (ICEA), University of Padua, Italy;

(3) Department of Industrial Engineering, University of Padua, Italy.

KEY POINTS:

- Silicone phantoms are increasingly adopted for patient-specific in-vitro studies
- A phantom in silicone (Prochima Cristal rubber) of ascending aorta was manufactured and tested in terms of mechanical properties and numerically modelled to study the fluid-structure interaction.
- Distensibility and compliance of adopted silicone were measured, providing mechanic characteristics to suitably model real aorta.

1 PREFACE AND OVERVIEW

The recent techniques of 3D printing and rapid prototyping can be adopted for a wide number of applications in the biomedical field (Canstein *et al.*, 2008; Doyle *et al.*, 2009; Biglino *et al.*, 2012). Among the others, a large number of in-vitro studies has adopted these techniques to replicate the complex geometry of human organs (Seong *et al.*, 2005; Sulaiman *et al.*, 2008; Biglino *et al.*, 2013).

On this base, the Healing Research Laboratory (HER Lab) is developing a project aimed to investigate the mechanisms responsible of stent migration and bending into ascending aneurysmatic aorta by means of *in-vitro* tests in a suitable arranged hydromechanical pulse duplicator. Here, physiologic and pathologic vessels are simulated by silicone phantoms mimicking the geometry of human aorta. The process of prototyping starts from the acquisition of CT-scan images of either healthy or pathologic aortas. Images are processed to reconstruct the aorta domain to be used for printing the molds in which silicone is casted. Although the process of phantom making is reliable and the geometry of the vessel is accurate, the replication of the phantom mechanical behaviour is crucial to properly simulate stent migration, and then also the mechanical deformation of the aorta has to be correctly reproduced.

In the present work we study, by means of mechanical and fluid-structure interaction (FSI) simulations, the phantom dynamics under physiological hydrodynamic conditions. The main aim is the determination of the silicone thickness to be adopted in the phantom in order to properly approximate the mechanical response of human aorta (and, as a consequence, the aortic hydrodynamics). We are also aimed at constructing a robust FSI numerical model as a useful tool to support the *in-vitro* study on stent migration and bending due to its capacity to provide deformation, pressure and velocity fields that cannot be easily determined experimentally.

2 MATERIALS AND METHODS

Biaxial tensile tests on silicone and biological tissues were carried out to determine the mechanical stress-strain model for the materials characterizing the phantom and the real aorta, respectively. Since the porcine cardiovascular systems is rather similar to the human one (Garcia *et al.*; 2011), porcine aorta was tested instead of human aortic tissue; tensile stress analysis were carried for Crystal Rubber (Prochima Spa), i.e. the silicone used to make the phantom. The choice of Crystal Rubber is due to its properties: it is transparent, with viscosity of 10 Pa·s (i.e. suitable to remove air bubbles during casting process) and it has a shore hardness similar to the aortic one (~30). Five samples of porcine tissues were tested on ElectroForce Planar Biaxial TestBench Systems (Bose®, Framingham, MA, USA) imposing a deformation velocity of 0.5 mm/s. Nine samples of Crystal Rubber were tested on CellScale Biotester (CellScale Biomaterials Testing,

Waterloo, Canada) with a velocity of 0.4 mm/s. Since, during the making process, the phantom was left in acetone for 48 hours, six of the silicone samples (i.e. three completely smooth and three characterized by microbubbles formation) were tested, once treated with acetone in the same condition, to evaluate possibly mechanical alterations.

Experimental tests were conducted on silicone pipes with internal lumen of 15.5 mm for different values of the silicone thickness from 1 mm to 3 mm to estimate silicone compliance C , defined as the ratio between the variation of internal volume of the pipe (ΔV) and the related variation of working pressure (ΔP). Tests were carried out according to the study of *Biglino et al.* (2013), in which the pressure variation is monitored while internal water volume increases and decreases by using a syringe. The same compliance tests were numerically modelled using the commercial software Abaqus/CAE (SIMULIA, Dassault Systèmes, Vélizy-Villacoublay, France). In this case, pressure data were used as input and the silicone pipes displacements were analysed as output to be compared with the experimental volume inflated into the samples. The numerical model was implemented using the mechanical characteristics extracted from the biaxial test data.

Once validated the purely structural model through the comparison between measured and calculated volumes, a FSI model of an idealized aorta was implemented. The geometric domain was discretized with tetrahedral quadratic elements, and either silicone or porcine tissue mechanical properties were assigned to the domain to mimic the phantom and the natural aorta behaviour, respectively. Different values for pipe walls thickness were also adopted in the silicone domain case. An incompressible fluid with viscosity and density of water (i.e. the same fluid used in the *in-vitro* pulse duplicator system) was adopted as test fluid, and physiological curves both in terms of pressures and flow were imposed. Results in terms of domain deformation and pressure and velocity distributions obtained from porcine aorta simulations were compared with the corresponding results for silicone aortas.

3 RESULTS AND DISCUSSION

Tensile tests on porcine aorta and silicone are reported in Fig. 1. The silicone is adequately simulated by the Mooney-Rivlin hyperelastic model. The model coefficients were estimated directly in Abaqus by inserting biaxial data as input parameters. The porcine aorta was also simulated with the Mooney-Rivlin hyperelastic model. Results in Fig. 1b show that treatment on silicone does not substantially affect its mechanical properties. Although silicone treated with acetone seems slightly stiffer (of about 10%) than the non-treated silicone, the usual formation of microbubbles during the casting leads the mechanical response back to the original material.

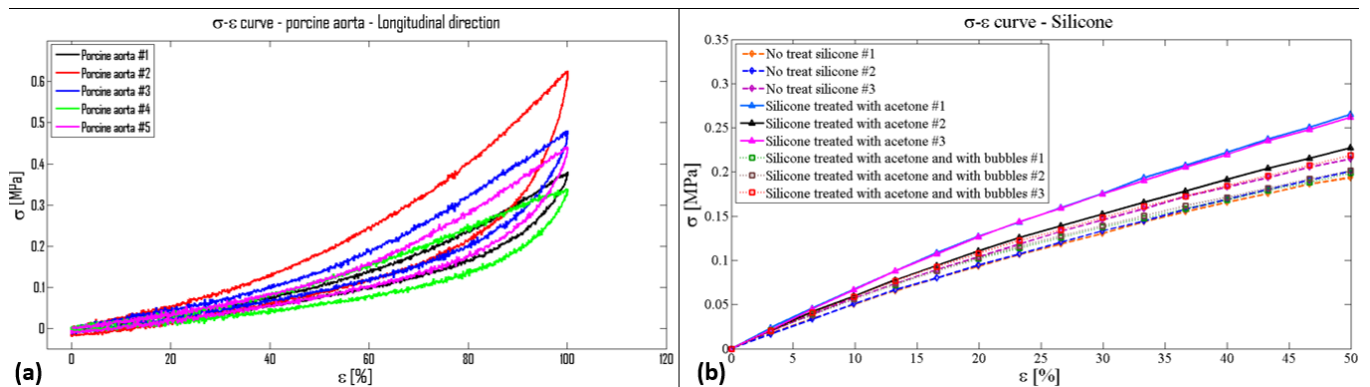


Figure 1. Mechanical properties. (a) results of uniaxial tests on porcine aorta; (b) results of biaxial tests on Crystal Rubber silicone.

The comparison of compliance tests between experimental and numerical volumes is shown in Fig. 2a. Numerical simulations reproduced satisfactory the measured volumes. In particular, the error for the cylinder with thickness ranging between 1 and 2 mm slightly exceeds the 10% and it is correlated with the variability of silicone mechanical properties. Inset in Fig. 2a compares the compliance measured for the same sample before and after the acetone treatment confirming that the treatment not affected the results. Outlier behaviour shown by the 3 mm thick pipe is determined by the use of two different samples due to the break

of untreated cylinder. The range of distensibility of adopted silicone, i.e. the compliance over initial volume, is not far from the value observed by *Biglino et al.* (2013) for a different rubber-like material (Tango Plus), and it includes the range of physiological aortic distensibility of 3.8 - 5.3 mmHg⁻¹ (*Stefanadis et al.*, 1990), as shown in Fig. 2b.

The mechanical properties of the silicone was implemented in a simplified aorta model, which presented the characteristic arch and the narrowing along the descending tract; while fluid domain was defined within the structural domain itself. The results of the FSI in-silico model by the analysis of pressure, flow and deformation fields of both in silicone and in porcine tissue will be presented at the conference.

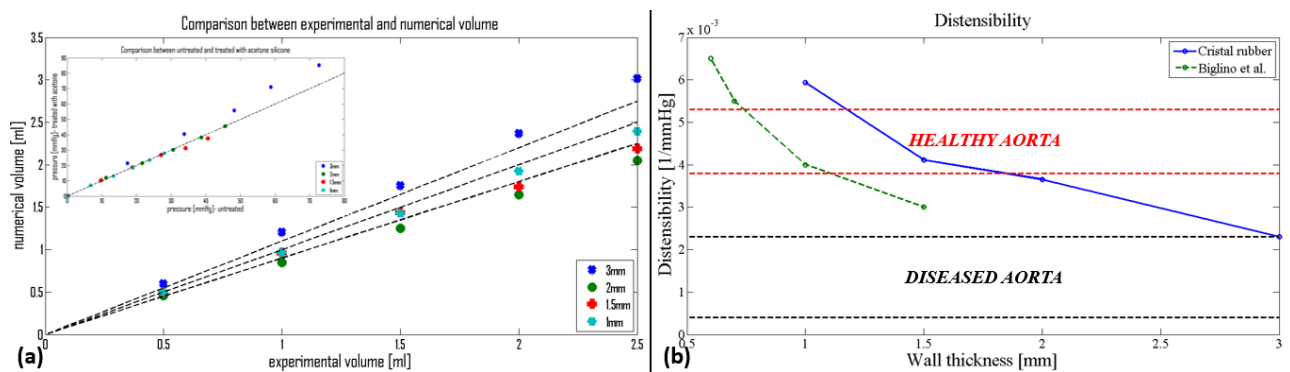


Figure 2. Compliance properties of Cristal Rubber silicone. (a) Comparison between measured cylinder volume (x-axis) and numerical volume (y-axis) at the same measured pressure; (b) comparison of distensibility between Cristal Rubber silicone and Tango Plus rubber (*Biglino et al.*, 2013) considering the distensibility range of a healthy and diseased aorta (*Stefanadis et al.*, 1990); inset: comparison between gauge pressures into the cylinder at the same inflated water volume for silicone before (x-axis) and after the acetone treatment (y-axis).

4 CONCLUSION

Experimental and numerical tests showed that the Cristal Rubber phantom is suitable to mimic healthy aorta assigning to the replica a thickness in the range between 1-2 mm, and diseased aorta adopting thickness greater than 3 mm, as well.

The set-up of the coupled structural and fluid models of the aorta represents the first step toward the synergic study on stent migration between *in-silico* and *in-vitro* model.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank Professor Paolo Bariani and Federico Mazzucato for the support on the phantom prototyping at TE.SI Lab (Rovigo). Moreover they would like to thank Dr Gaetano Burriesci and Dr Benyamin Rahmani for the support on the biaxial test at UCL Cardiovascular Engineering Laboratory (London).

REFERENCES

- Biglino, G., Giardini, A., Baker, C., Figliola, R.S., Hsia, T.Y., Taylor, A.M. & Schievano, S. In vitro study of the Norwood Palliation: a patient-specific mock circulatory system, *American Society for Artificial Internal Organs*, 2012, 58, 25-31.
- Biglino, G., Verschuere, P., Zegels, R., Taylor, A.M. & Schievano S. Rapid prototyping compliant arterial phantoms for in-vitro studies and device testing, *Journal of Cardiovascular Magnetic Resonance*, 2013, 15.
- Canstein, C., Cachot, P., Faust, A., Stalder, A.F., Bock, J., Frydrychowicz, A., Kuffer, J., Hennig, J. & Markl, M. 3D MR Flow analysis in realistic rapid-prototyping model systems of the thoracic aorta: comparison with in vivo data and computational fluid dynamics in identical vessel geometries, *Magnetic Resonance in Medicine*, 2008, 59, 535-546.
- Doyle, B.J., Corbett, T.J., Cloonan, A.J., O'Donnell, M.R., Walsh, M.T., Vorp, D.A. & McGloughlin, T.M. Experimental modelling of aortic aneurysms: novel application of silicone rubbers, *Medical Engineering & Physics*, 2009, 31, 1002-1012.
- Garcia, A., Pena, E., Laborda, A., Lostalé, F., De Gregorio, M.A., Doblaré, M. & Martínez, M.A. Experimental study and constitutive modelling of the passive mechanical properties of the porcine carotid artery and its relation to histological analysis:

- implications in animal cardiovascular device trials, *Medical Engineering & Physics*, 2011, 33, 665-676.
- Seong, J., Sadasiva, C., Onizuka, M., Gounis, M.J., Christian, F., Miskolczi, L., Wakhloo, A.K. & Lieber, B.B. Morphology of elastase-induced cerebral aneurysm model in rabbit and rapid prototyping of elastomeric transparent replicas, *Biorheology*, 2005, 42, 345-361.
- Stefanadis, C., Stratos, C., Boudoulas, H., Kourouklis, C. & Toutouzas, P. Distensibility of the ascending aorta: comparison of invasive and non-invasive techniques in healthy men and in men with coronary artery disease, *European Heart Journal*, 1990, 11, 990-996.
- Sulaiman, A., Boussel, L., Taconnet, F., Serfaty, J.M., Alsaïd, H., Attia, C., Huet, L. & Douek, P. In vitro non-rigid life-size model of aortic arch aneurysm for endovascular prosthesis assessment, *European Journal of Cardio-thoracic Surgery*, 2008, 33, 53-57.

ANALISI SPERIMENTALE DELL'INFLUENZA DELLE CORONARIE SUL FLUSSO NELLA RADICE AORTICA

Stefania Fortini¹ Stefania Espa¹ & Giorgio Querzoli²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Sapienza Università di Roma; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettura, Università di Cagliari

ASPETTI CHIAVE

- Si è costruito un modello anatomicamente accurato di radice aortica comprensivo di arterie coronarie
- Si è riprodotto in laboratorio il flusso nel modello di radice aortica e nelle coronarie. Il flusso coronarico è regolato mediante un meccanismo che riproduce quello fisiologico.
- Sono state effettuate misure di velocità mediante analisi di immagine e si sono caratterizzate le principali strutture fluidodinamiche del campo di moto e l'effetto del flusso coronarico

1 INTRODUZIONE

Il flusso sanguigno in uscita dal ventricolo sinistro del cuore si immette in aorta e, attraverso il sistema cardiocircolatorio a valle, distribuisce nutrienti ed ossigeno all'intero organismo. La geometria del tratto iniziale dell'aorta, o radice aortica, è caratterizzato dalla presenza di tre seni (i seni di Valsalva): da due di essi si dipartono le arterie coronarie. Tali vasi hanno una grande rilevanza dal punto di vista clinico in quanto forniscono sangue ossigenato al miocardio.

Analisi *in vitro* del flusso all'interno dell'aorta sono tipicamente effettuate mediante simulatori della circolazione cardiovascolare noti in letteratura come *Pulse Duplicator* (PD). Oggetto di questo studio è stato quello di analizzare l'influenza delle arterie coronarie sul flusso generato a valle di una valvola protesica all'interno di un modello anatomicamente accurato di radice aortica.

Con l'ausilio del suddetto modello sono state effettuate misure del campo di moto 2D utilizzando l'analisi di immagine (Cenedese *et al.*, 2005) in modo da caratterizzare il getto in ingresso durante il riempimento della radice aortica ed il flusso indotto dalla presenza delle coronarie durante la diastole. In particolare, per ogni esperimento, sono state acquisite serie di 100 cicli cardiaci dai quali è stato possibile estrarre la storia temporale delle due componenti di velocità misurate (misure 2D2C) e a partire da esse, valutare medie in fase delle grandezze di interesse.

2 MATERIALI E METODI

L'apparato sperimentale è costituito da un modello trasparente del tratto di aorta, comprensivo dei seni di Valsalva e delle arterie coronarie, inserito all'interno del simulatore riportato in Figura 1, già utilizzato in studi precedenti per l'analisi del flusso ventricolare (si veda Cenedese *et al.*, 2005 e lavori successivi). La variazione di volume della camera ventricolare che genera il flusso cardiaco è stata ottenuta mediante il movimento di un pistone servo-controllato secondo una curva assegnata e dedotta da letteratura. Per ciascun esperimento la curva è stata opportunamente riscalata al fine di ottenere i valori richiesti del periodo T e dello *stroke volume*, SV.

Il sistema circolatorio è stato ottenuto inserendo opportunamente nel circuito idraulico due perdite di carico regolabili e una camera di *compliance*. Al fine di rispettare la similitudine dinamica, gli esperimenti sono stati effettuati considerando per il numero di Womersley e di Reynolds rispettivamente:

$$Wo = \sqrt{\frac{D^2}{Tv}} \quad ; \quad Re = \frac{UD}{\nu} \quad (1)$$

gli stessi valori tipicamente osservati nella realtà. In particolare, D è il diametro dell'aorta, T il periodo del ciclo cardiaco, U la velocità transvalvolare al picco sistolico, ν la viscosità cinematica. Inoltre la geometria

dei vasi è stata riprodotta in scala 1:1.

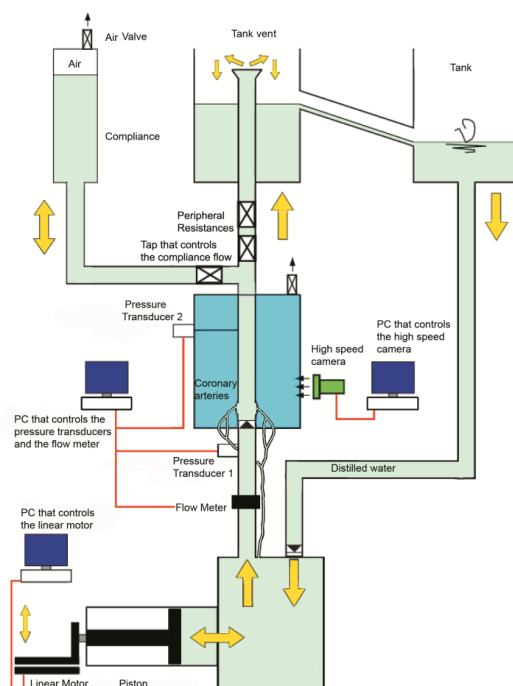


Figura 1. Schema del simulatore di circolazione cardiovascolare e del modello di aorta.

Al fine di effettuare le misure di velocità, il fluido all'interno del modello (acqua distillata) è stato inseminato con particelle traccianti neutralmente galleggianti (diametro $\sim 30 \mu\text{m}$). Si è poi illuminato un piano mediano dell'aorta con una lamina ottenuta da un laser ad infrarossi di potenza pari a 12W e con una telecamera posta ortogonalmente al piano illuminato sono state acquisite immagini del campo di moto ad alta risoluzione spazio-temporale (risoluzione temporale: 500 f/s, risoluzione spaziale: 1280x1024 pixels).

Le immagini acquisite sono state quindi analizzate con un algoritmo di Feature Tracking (Cenedese *et al.*, 2005) per ottenere i campi di velocità. In particolare tale metodo restituisce l'evoluzione del campo di moto lagrangiano. Interpolando su grigliato regolare le velocità sparse così ottenute è stata ricavata l'evoluzione temporale dei campi euleriani di velocità e delle grandezze derivate di interesse. In questo modo è stato possibile descrivere l'evoluzione delle principali strutture fluidodinamiche durante l'intero ciclo cardiaco.

Misure dirette del flusso in corrispondenza dell'output del sistema capillare non sono effettuabili dal momento che il numero dei capillari è indefinito (ordine 10^6) ed indeterminabile. D'altro canto, è possibile effettuare delle misure in ingresso al suddetto sistema, cioè in corrispondenza delle coronarie principali, destra o sinistra, che si dipartono di seni di Valsalva. Come mostrato nei risultati, in questo lavoro si è cercato di caratterizzare il flusso a questo livello, concentrandosi in particolare sulla coronaria destra.

3 RISULTATI

Una descrizione dell'evoluzione temporale del fenomeno, nel caso di $SV = 64\text{ml}$ e periodo $T = 2.4\text{s}$, è riportata in Figura 2. Nel pannello sinistro sono mostrate le traiettorie del tracciante rilasciato all'interno del modello ricostruite dall'algoritmo di tracking mentre nel pannello destro si riporta un campo 2D di vorticità/velocità in corrispondenza di un istante rappresentativo in fase sistolica.

Il flusso coronarico principalmente avviene durante la diastole, cioè quando il ventricolo si dilata, mentre la sua entità diminuisce (seppure risulta comunque di entità non trascurabile) durante la sistole. In particolare si osserva un netto incremento del flusso dopo la chiusura della valvola aortica. In seguito, esso rimane costante fino al termine del ciclo cardiaco quando si annulla.

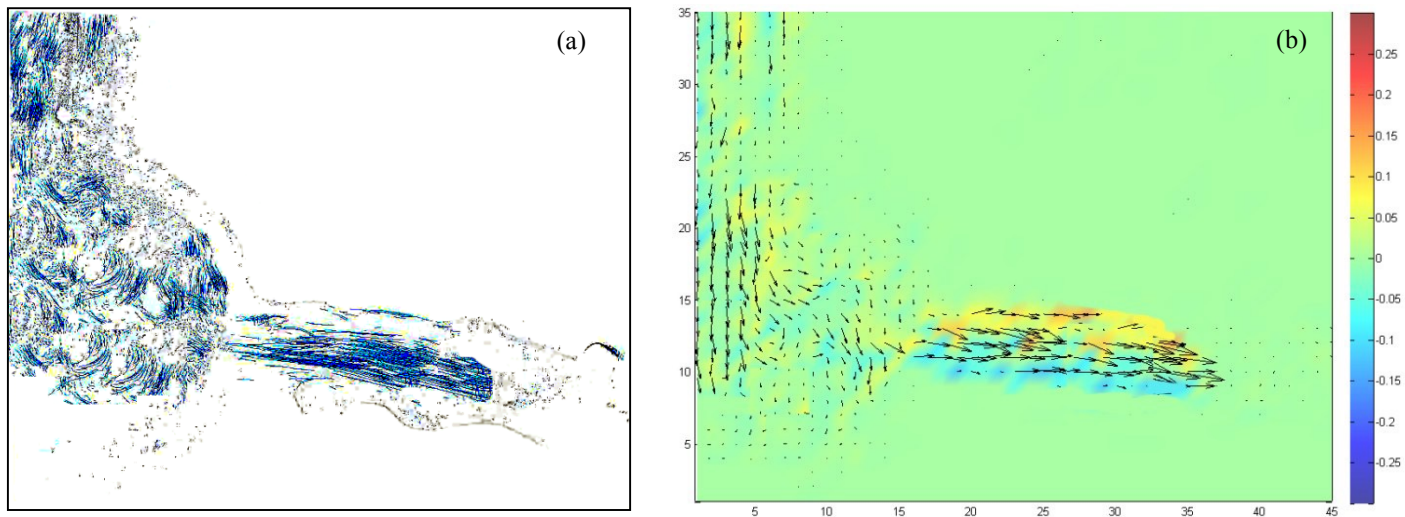


Figura 2. (a) Traiettorie Lagrangiane e (b) campo istantaneo di velocità (freccie) vorticità (mappa di colori) durante la sistole.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Cenedese, A., Del Prete, Z., Miozzi, M. & Querzoli G. A laboratory investigation of the flow in the left ventricle of a human heart with prosthetic, tilting-disk valves, *Experiment In Fluids*, 2005, 39 322-335.
- Querzoli, G., Fortini, S. & Cenedese, A. Effect of the prosthetic mitral valve on vortex dynamics and turbulence of the left ventricular flow, *Physics Fluids*, 2010, 22, 041901.
- Vukicevic, M., Fortini, S., Querzoli, G., Espa, S. & Pedrizzetti, G. Experimental Study of an Asymmetric Heart Valve Prototype, *European Journal of Mechanics B/Fluids*, 2012, 35, 54-60.
- Espe, S., Badas, M.G., Fortini, S., Querzoli, G. & Cenedese, A. A Lagrangian Investigation of the flow inside the left ventricle, *European Journal of Mechanics B/Fluids*, 2012, 35, 9-19.
- Fortini, S., Querzoli, G., Espe, S. & Cenedese, A. Three-dimensional structure of the flow inside the left ventricle of the human heart, *Experiments in Fluids*, 2013, 54(1), 1-9.

ANALYTICAL MODELING OF DRUG DYNAMICS INDUCED BY ELUTING STENTS IN THE CORONARY MULTI-LAYERED DOMAIN

Michele d'Errico ¹, Paolo Sammarco ¹, Giuseppe Vairo ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ingegneria Informatica (DICII), Università degli Studi di Roma "Tor Vergata", via del Politecnico 1, 00133 Roma, Italia.

KEY POINTS

- A closed-form solution for drug release in coronary eluting stents is established. The model accounts for vessel curvature and non-homogeneous tissue properties.
- Diffusion, advection and chemical mechanisms are modeled via a multi-layered scheme, and a non-classical Sturm-Liouville problem is solved.
- Curvature and plasma filtration may significantly affect local drug concentration.

1 INTRODUCTION

Coronary artery disease (CAD) is the most common type of heart disease, and it is one of the leading cause of death worldwide. As sketched in Fig.1a, coronary arteries are blood vessels that branch off near the point where the aorta and the left ventricle meet, and they supply oxygen-rich blood to the entire heart muscle. Healthy arteries are characterized by a well-defined substructure, comprising of three concentric layers: the tunica intima, the tunica media, and the tunica adventitia.

Techniques such as coronary angioplasty and stents may induce tissue damage at the treatment site, triggering a physiological response that generally consists in an inflammatory immune response. As a result, the recurrence of stenosis (namely, restenosis) can occur after few months from the clinical treatment (Kuntz & Baim, 1993). The most promising approach for preventing pathological arterial restenosis is based on drug-eluting stents (DESs). In particular, a therapeutic drug is loaded within a polymeric film that coats the stent struts, and is delivered in the coronary wall after the stent implantation.

Simplified analytical approaches and closed-form solutions can give useful indications for conception, design and parametric optimization of such clinical devices, providing a synthetic understanding of dominant mechanisms (Yang & Burt, 2006; O'Connell et al., 2010; Weiser & Saltzman, 2014). Here a novel closed-form solution describing drug dynamics induced by coronary DESs is proposed, referring to a one-dimensional multi-layered porous domain (Lovich & Edelman, 1996; Pontrelli & de Monte, 2007, 2009, 2010). The method of separation of variables is employed, resulting in a non-classical Sturm-Liouville eigenvalue problem with discontinuous coefficients.

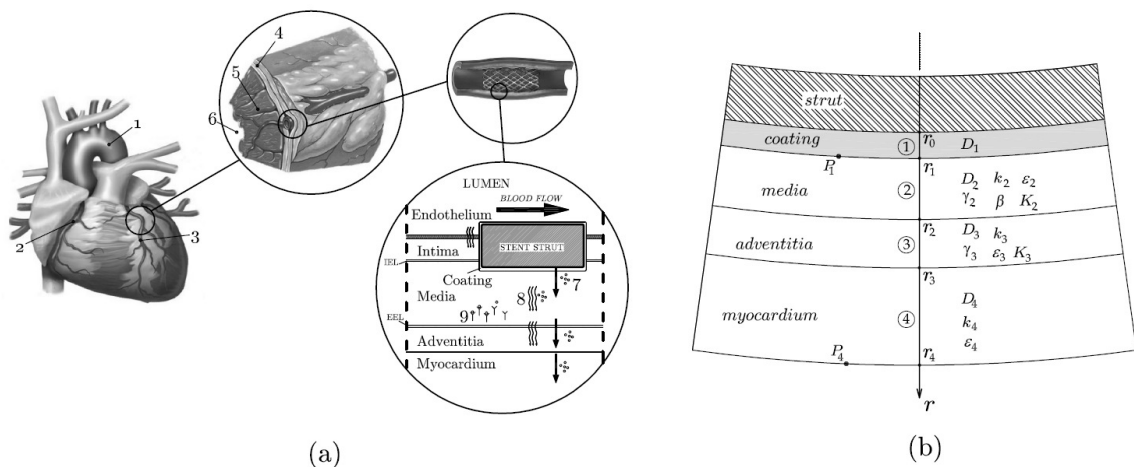


Figura 1. (a) A synoptic sketch of heart, coronary arteries, stenosis, and stenting treatment through DES. 1: aorta; 2: right coronary artery; 3: left coronary artery; 4: pericardium; 5: myocardium; 6: endocardium; 7: drug diffusive transport; 8: drug

advective transport; 9: drug-SMC binding reaction. SMC: smooth muscle cells; IEL: internal elastic lamina; EEL: external elastic lamina. (b) One-dimensional multi-layered curved domain and physics involved in pharmacokinetics model.

2 MATHEMATICAL MODEL

The coronary artery domain is described by a hollow right circular cylinder; given the radial symmetry we can assume that the drug is uniformly delivered along the radial direction only, from a tubular-like DES, neglecting secondary flow effects. Moreover, let us assume the coronary vessel to be embedded into the myocardium tissue, and the biophysical properties of coating, vessel and surrounding tissues to be axisymmetric with respect to the artery axis. Accordingly, the drug-release dynamics can be conveniently reduced to a one-dimensional (1-D) problem, where the radial coordinate r is the space variable, such that $r=0$ at the vessel axis.

The strut-coat system is taken to be directly connected to the coronary wall and any effect induced by local blood flow is not taken into account. The domain is multi-layered, consisting in a sequence of adjacent and concentric curved subdomains having different thicknesses and physical properties: the coat (layer 1), the vessel layers (2 and 3) and the myocardium tissue (layer 4). The physical properties affecting the drug dynamics are herein treated as piecewise functions, assumed to be constant in each layer domain. Both coat and myocardium regions are isotropic porous media wherein plasma cannot filtrate (Pontrelli & de Monte, 2007; Zunino, 2004; Vairo *et al.* 2010); drug dynamics in the layers 1 and 4 is therefore governed by diffusion only. Moreover, accounting for arterial wall porosity, drug transfer in media and adventitia layers is assumed to be affected not only by diffusion but also by advection mechanisms. Advective transport, activated by the physiological transmural pressure gradient, is driven by the plasma filtration velocity $u(r)$, and involves the fluid-phase drug concentration. The latter is defined in terms of the porosity coefficient ε_i , and of the partition coefficient k_i ($i=2,3$) defined as the tissue-to-free drug ratio. For a highly-soluble drug $k_i \sim 1$, whereas for hydrophobic drugs $k_i \gg 1$. Finally, binding reactions occurring in the tunica media and involving smooth muscle cells are modeled in layer 2 by considering a linear description governed by the reaction-rate coefficient β (Creel *et al.*, 2000; Pontrelli & de Monte, 2009; Costantini *et al.*, 2008).

Due to the previously-stated assumptions and with reference to the notation introduced in Fig. 1b, mass conservation law leads to the following governing equations, wherein curvature effects are explicitly accounted for:

$$\begin{aligned} \frac{\partial c_1}{\partial t} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(-D_1 r \frac{\partial c_1}{\partial r} \right) &= 0, & r_0 < r \leq r_1 \\ \frac{\partial c_2}{\partial t} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(-D_2 r \frac{\partial c_2}{\partial r} + r \frac{u c_2 \gamma_2}{k_2 \varepsilon_2} \right) + \beta c_2 &= 0, & r_1 < r \leq r_2 \\ \frac{\partial c_3}{\partial t} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(-D_3 r \frac{\partial c_3}{\partial r} + r \frac{u c_3 \gamma_3}{k_3 \varepsilon_3} \right) &= 0, & r_2 < r \leq r_3 \\ \frac{\partial c_4}{\partial t} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(-D_4 r \frac{\partial c_4}{\partial r} \right) &= 0, & r_3 < r \leq r_4 \end{aligned} \quad (1)$$

t being time and $c_i(r,t)$, the unknown drug-concentration function for the i -th layer $r \in [r_{i-1}, r_i]$. Moreover, in Eqs.(1) and referring to the i -th layer, D_i denotes the drug diffusivity, $c_i / (k_i \varepsilon_i)$ is the fluid-phase drug concentration, and $0 < \gamma_i < 1$ is the hindrance coefficient accounting for drug-tissue frictional effects.

The following boundary conditions are enforced. Concentration flux at the strut-coat interface (at $r = r_0$) is assumed to be zero. Furthermore, in order to model the possible presence of a topcoat covering the polymeric coat the interface between coat and media layer at $r = r_1$ is treated as a permeable membrane and is described following the approach by Kedem and Katchalsky (1958), in agreement with other well-established models (Kargol, 1996; Kargol & Kargol, 2003). Accordingly, the concentration flux at $r=r_1$ is assumed to be proportional to the fluid-phase drug concentration jump between coat and tunica media, via the permeability coefficient P_1 , which could allow to account also for effects induced by the intima layer

and/or by possible plaque occurrence. A similar condition is enforced at the outer boundary for $r=r_4$, by introducing a myocardium permeability coefficient P_4 and by assuming a zero fluid-phase drug concentration for $r < r_4$. Finally, drug flux is assumed to be continuous at the coat-media interface and at each tissue-tissue interface, and fluid-phase drug concentration is assumed to be continuous through tissue-tissue interfaces.

At the initial time $t=0$ the drug is assumed to be entirely contained in the coat region with a uniform concentration C_0 and completely dissolved in the fluid phase. Therefore the initial condition is expressed as:

$$\begin{aligned} c_1(r, 0) &= C_0, & r_0 < r < r_1 \\ c_i(r, 0) &= 0, & r_{i-1} < r < r_i \quad \text{with } i = 2, 3, 4 \end{aligned} \quad (2)$$

In order to evaluate the filtration velocity $u(r)$ in the coronary wall, necessary to describe advective terms in Eqs.(1), the pulsatile nature of the blood flow is neglected, due to its smaller temporal scales than those relevant to the drug transfer mechanisms. Therefore, let a steady transmural pressure jump $\Delta p = p_b - p_e$ be considered, where p_b is an average measure of the blood pressure inside the vessel and p_e is the external pressure. The velocity field $u(r)$ is assumed likely to be independent on the drug dynamics so that, by treating the transmural flux in the tissues via a Darcy-type approach (Khaled & Vafai, 2003), can be described by:

$$u(r) = \frac{K \Delta p}{\mu r \ln(1 + \chi)}, \quad (3)$$

where μ is the blood viscosity, K is the Darcy's permeability coefficient and $\chi = (r_3 - r_1)/r_1$ is the dimensionless curvature parameter.

The method of separation of variables is applied, and therefore the piece-wise solution can be written in the form of an eigenfunction expansion as follows:

$$c_i(r, t) = \sum_k C^k e^{-D_1(\lambda^k)^2 t} R_i^k(r), \quad r_{i-1} < r \leq r_i, \quad i = 1, \dots, 4. \quad (4)$$

The r -dependent concentration profiles $R_i^k(r)$ eigensolutions are expressed in terms of Bessel functions. The constants C^k are then univocally determined making use of the initial condition Eqs. (2) and by enforcing the orthogonality property of the piece-wise eigenfunctions $R^k(r)$.

3 RESULTS AND DISCUSSION

The proposed model has been applied by referring to a hydrophilic heparin-based drug (HBD) and to a hydrophobic taxus-based drug (TBD). Results highlight that advective contributions can play a significant role in the case of hydrophilic drugs (such as HBD), reducing the residence time in the arterial wall in comparison with the no-plasma-filtration case. Accordingly, in the case of heparin-based drugs a purely diffusive approach, that does not account for advective drug transport, can give some inaccurate indications. On the contrary, advective transport does not induce significant effects on the release dynamics of a taxus-based drug (such the paclitaxel), due to the hydrophobic character of the drug, associated to high values of the partition coefficient and thereby to small amounts of free drug. The greater influence of advection effects for HBD than TBD clearly appears also by analyzing results relevant to the amount of the reacting drug in the media layer

The influence of curvature effects is analyzed in Fig. 2, wherein drug concentration profiles based on the solution of the problem accounting for $\chi = 1/3$ and those obtained neglecting curvature ($\chi \rightarrow 0$) are compared at $t = 10^4$ s. Local concentration profiles in the tissue computed by solving the problem neglecting curvature effects ($\chi \rightarrow 0$) may exhibit significant differences with respect to those relevant to $\chi = 1/3$, depending on drug type and generally resulting in higher curvature influence for HBD. In detail, drug concentration patterns related to $\chi \rightarrow 0$ describe upper bounds for solutions accounting for curvature contribution, with differences that are strongly related to the values employed for model parameters. Results

proposed in Fig. 2 also show the combined influence of myocardium permeability. In detail, the variation of P_4 slightly affects the drug residence in the arterial wall, and only in the post-peak phase.

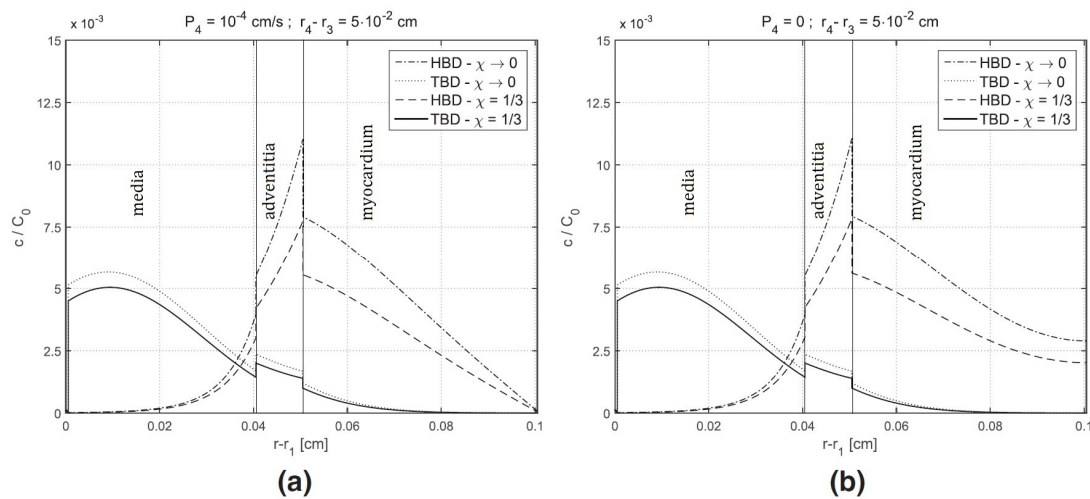


Figure 2. Drug concentration profiles in the tissue, normalized by C_0 , for HBD and TBD at $t = 10^4$ s. Comparison among solutions for curvature parameter $\chi = 1/3$ (a) and $\chi \rightarrow 0$ (b).

REFERENCES

- Kuntz, R.E. & Baim, D.S. Defining coronary restenosis. Newer clinical and angiographic paradigms, *Circulation*, 1993, 88(3), 1310-1323.
- Yang, C. & Burt, M.H. Drug-eluting stents: factors governing local pharmacokinetics, *Adv. Drug Deliv. Rev.*, 2006, 58, 402-411.
- O'Connell, B.M., McGloughlin, T.M. & Walsh, M.T. Factors that affect mass transport from drug eluting stents into the artery wall, *Biomed. Eng. Online*, 2010, 15.
- Weiser, J.R. & Saltzman, W.M. Controlled release for local delivery of drugs: barriers and models, *J. Control. Release*, 2014, 190, 664-673.
- Lovich, M.A. & Edelman, E.R. Computational simulations of local vascular heparin deposition and distribution, *Am. J. Physiol. Heart Circ.*, 1996, 271, H2014-H2024.
- Pontrelli, G. & de Monte, F. Mass diffusion through two-layer porous media: an application to the drug eluting stent, *Int. J. Heat. Mass Transf.*, 2007, 50, 3658-3669.
- Pontrelli, G. & de Monte, F. Modeling of mass dynamics in arterial drug-eluting stents, *J. Porous Media*, 2009, 12, 19-28.
- Pontrelli, G. & de Monte, F. A multi-layer porous wall model for coronary drug-eluting stents, *Int. J. Heat. Mass Transf.*, 2010, 53, 3629-3637.
- Zunino, P. Multidimensional pharmacokinetic models applied to the design of drug-eluting stents, *Cardiovasc. Eng.*, 2004, 4, 181-191.
- Vairo, G., Cioffi, M., Cottone, R., Dubini, G. & Migliavacca, F. Drug release from coronary eluting stents: a multidomain approach, *J. Biomech.*, 2010, 43, 1580-1589.
- Creel, C.J., Lovich, M.A. & Edelman, E.R. Arterial paclitaxel distribution and deposition, *Circ. Res.*, 2000, 86, 879-884.
- Costantini, S., Maceri, F., & Vairo, G. Un modello del rilascio di farmaco in stent coronarici, *Proceedings of the XVII National Congress of Computational Mechanics Group (GIMC)*, 2008.
- Kedem, O. & Katchalsky, A. Thermodynamic analysis of the permeability of biological membranes to non-electrolytes, *Biochim. Biophys. Acta*, 1958, 27, 229-246.
- Kargol, M. A more general form of Kedem Katchalsky's practical equations, *J. Biol. Phys.*, 1996, 22, 15-26.
- Kargol, M. & Kargol, A. Mechanistic equations for membrane substance transport and their identity with Kedem-Katchalsky's equations, *Biophys. Chem.*, 2003, 103, 117-127.
- Khaled, R.A. & Vafai, K. The role of porous media in modeling flow and heat transfer in biological tissues, *Int. J. Heat Mass Transf.*, 2003, 46, 4989-5003.

MACRO TEMA II

Ambiente marittimo e costiero

PROTEZIONE DELLO SCAVO AL PIEDE DI UN PALO VERTICALE

A. Mancinelli¹, S. Corvaro¹, C. Lorenzoni¹, C. Tondi¹ & M. Brocchini¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura, Università Politecnica delle Marche (Ancona)

ASPETTI CHIAVE

- Valutazione dello scavo attorno ad un palo al variare delle caratteristiche ondose
- Sistema multifunzionale di difesa costiera costituito da sacchi in geotessile riempiti di sabbia
- Elevata efficacia di sistemi di protezione al piede di un palo verticale in geocontenitori

1. PREMESSA

Le opere di difesa delle aree costiere in erosione sono di diverse tipologie (scogliere, pennelli, ripascimenti, ecc.). Le opere tradizionali di protezione costiera, se si escludono i ripascimenti liberi in cui non vi sono componenti strutturali di tipo rigido, sono costituite nella maggior parte dei casi da massi naturali. Interventi alternativi all'utilizzo di massi naturali possono essere rappresentati da opere in geotessile (sacchi o geotubi). Nel presente studio si analizza il comportamento di sacchi in geotessile riempiti di sabbia quale sistema multifunzionale di protezione costiera. L'utilizzo di sacchi in geotessile è adatto a molte soluzioni progettuali e, oggi, grazie alle tecnologie più avanzate, i geocontenitori, come ad esempio gli Stopwave, presentano una durabilità e resistenza superiore rispetto a quella dei sacchi in geotessile utilizzati nel passato. I geocontenitori Stopwave sono stati studiati e caratterizzati presso il Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Marittime dell'Università Politecnica delle Marche, Ancona (Corvaro et al., 2014). L'efficacia di questi sacchi in geotessile è stata sperimentata anche in casi reali quando sono stati utilizzati come opere provvisorie di difesa (quali pennelli o opere radenti) di strutture ricettive costiere nel medio Adriatico. Nella presente memoria si riportano i risultati sperimentali dello studio del comportamento e dell'efficacia di sacchi in geotessile a difesa dello scavo che si genera al piede di un palo verticale.

2. SET-UP SPERIMENTALE

Le prove sperimentali sono state condotte presso il Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Marittime dell'Università Politecnica delle Marche di Ancona che ospita un canale per onde di lunghezza pari a 50.0m, altezza di 1.3m e larghezza di 1.0m. Ad una estremità del canale si trova un generatore ondoso, mentre dall'altra è stato realizzato un tappeto permeabile costituito da materiale ghiaioso a lieve pendenza (1:50) allo scopo di ridurre la riflessione delle onde incidenti. Il modello fisico è posizionato ad una distanza di circa 15m dal battente. Il modello fisico, a fondo mobile, è stato riprodotto con una scala geometrica di 1:30, adottando la similitudine di Froude per le grandezze idrodinamiche ed utilizzando il criterio di Irie & Nadaoka (1984) per rappresentare il sedimento in scala modello. La lunghezza del modello è di 1.5m, la larghezza è pari a quella della canaletta (1m) e lo spessore del fondo erodibile è pari a 0.13m. La profondità dell'acqua sopra il modello è di 0.50m mentre nella zona di generazione delle onde è di circa 0.67m. Il palo ha un diametro D di 10cm, il fondo mobile è realizzato con materiale granulare (sabbioso) avente $D_{50}=0.6\text{mm}$ e peso specifico dei granuli pari a 2.65 ton/m^3 . La scelta del materiale granulare da utilizzare nel modello è dettata dalle esigenze di rappresentare sia le caratteristiche del materiale costituente un fondale marino al largo sia quella di rappresentare un materiale non coesivo, inoltre la presenza del materiale fine avrebbe creato problemi di torbidità che impediscono l'utilizzo di misure ottiche. Le onde sono state riprodotte secondo la similitudine di Froude. Nella Tabella 1 sono riassunte le caratteristiche delle onde regolari testate, il numero di Keulegan-Carpenter KC è espresso da UT/D , dove U è la velocità orbitale massima indisturbata al fondo.

Sono state testate due diverse configurazioni:

- 1) S0: il fondo sabbioso non presenta alcuna protezione al piede del palo (Figura 1a);
- 2) S1: il fondo sabbioso presenta una protezione al piede del palo costituita da sacchi in geotessile riempiti di sabbia (Figura 1b).

Onda	H (m)	T (s)	KC
R0_0	0.07	1.826	2.13
R0	0.12	1.826	3.97
R1	0.14	2.739	8.14
R2	0.21	2.739	11.64
R3	0.25	2.739	13.78
R4	0.35	2.739	19.57
R5	0.20	1.826	6.68
R6	0.24	1.826	7.80
R1.5	0.17	2.739	9.62
R1.7	0.19	2.739	10.83

Tabella 1. Caratteristiche delle onde regolari testate.

I sacchi utilizzati nel presente studio sono del tipo Stopwave, caratterizzati dal Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Marittime dell'Università Politecnica delle Marche in precedenti sperimentazioni (Corvaro et al. 2014). Le dimensioni dei geocontenitori adottate si basano sullo studio di *Peter Madsen Rederi* (2013) e sono di 8cm x 6cm x 2cm. Il riempimento di ogni sacco geocontenitore è dell'80% ed il peso è di circa 130g. Una ulteriore caratteristica essenziale da riprodurre per la modellazione fisica del sacco di geotessuto, oltre alle dimensioni geometriche, è la capacità del sacco di simulare la permeabilità idrica, cioè il flusso idrico filtrante dovuto all'impatto ondoso, senza che avvenga la fuoriuscita del materiale di riempimento. Il criterio di similitudine più adatto in questo caso è quello di Reynolds. Tenendo conto di questo criterio ed eseguendo dei semplici test di filtrazione di acqua e sabbia si è giunti alla scelta di una grammatura pari a 100 g/m².

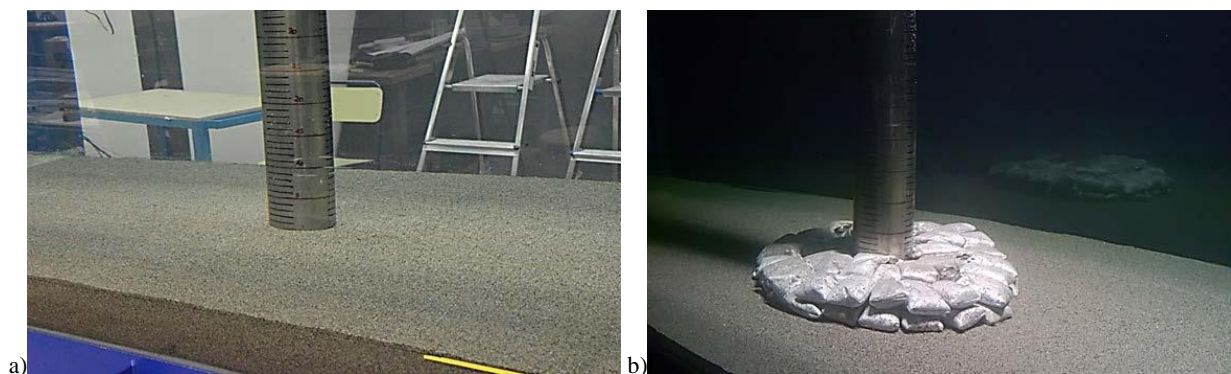


Figura 1. Nel pannello (a) è riportato un esempio del fondale sabbioso della Configurazione S0, il pannello (b) illustra il fondale sabbioso con protezione al piede del palo costituita da sacchi in geotessile riempiti di sabbia.

2.1 Strumenti di misura

Sono stati utilizzati diversi strumenti di misura (sonde di livello, sensori di pressione, distanziometro laser, ecc..). I dati sono stati acquisiti con un sistema di acquisizione e contemporanea sincronizzazione dei dispositivi. La misura del fondale sabbioso è stata effettuata su una griglia regolare di maglia pari ad 1cm di lato attraverso l'utilizzo di un distanziometro laser. Le misure sono state effettuate dopo il raggiungimento delle condizioni stazionarie e all'asciutto. Il rilievo del fondale è stato eseguito anche nella configurazione S1 per stimare l'eventuale abbassamento e dislocamento dei sacchi costituenti la protezione del fondo.

3. RISULTATI E DISCUSSIONE

Nel presente studio sono riportati i risultati ottenuti sulla morfologia del fondale intorno ad un palo verticale soggetta a diverse ondazioni ed il conseguente comportamento della protezione al piede del palo costituita da sacchi in geotessile riempiti di sabbia.

3.1 Morfologia del fondale nella Configurazione S0

Per la configurazione S0 le verifiche effettuate sul modello con diverse onde hanno mostrato che la forma dello scavo non è propriamente come quella teorica, ciò è dovuto alla presenza del confinamento delle pareti laterali del canale. Andando ad analizzare separatamente quello che avviene nella zona a monte (0° - 90°) e a valle (90° - 180°) del palo rispetto alla direzione del flusso, si osserva che a monte la maggiore profondità di scavo avviene a circa 45 - 90° , mentre a valle si verifica lo scavo di massima profondità in assoluto per qualsiasi ondata testata. Per quanto riguarda la morfologia del fondo a valle del palo è stato ottenuto che la profondità di scavo e l'area interessata dallo scavo aumentano all'aumentare del numero di KC . I risultati sperimentali sono stati confrontati con quelli ricavati da *Sumer et al.* (1992) e da autori precedenti (*Das*, 1970; *Breuser et al.*, 1977; *Kawata & Tsuchia*, 1988) evidenziando un buon adattamento come mostrato in Figura 2. La curva in Figura 2 rappresenta la legge sperimentale ricavata da *Sumer et al.* (1992):

$$\frac{S}{D} = 1.3 \{1 - \exp[-0.03(KC - 6)]\}, \quad \text{per } KC \geq 6, \quad (1)$$

in cui lo scavo adimensionalizzato S/D è espresso in funzione del numero di Keulegan-Carpenter KC . *Sumer et al.* (1992) hanno ricavato che l'inizio dello scavo avviene per valori di KC superiori a 6, quindi onde caratterizzate da un KC inferiore a 6 non producono scavo.

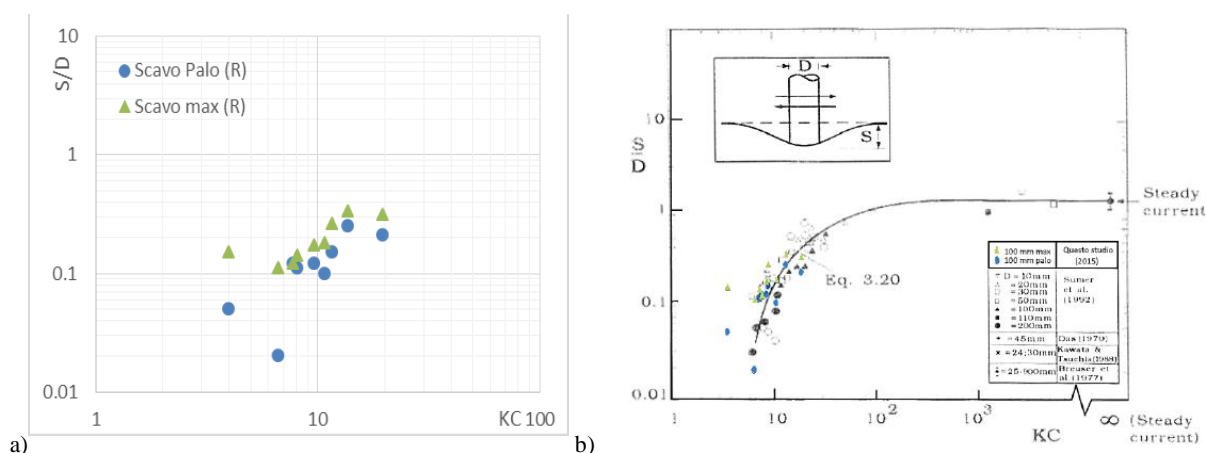


Figura 2. Nel pannello (a) è riportato lo scavo massimo misurato al variare delle caratteristiche delle onde testate, nel pannello (b) è riportato il confronto con i dati sperimentali di letteratura.

3.2 Morfologia del fondale nella Configurazione S1

Nella configurazione S1 si utilizza un sistema di protezione al piede del palo costituito da geocontenitori Stopwave, precedentemente testati in laboratorio per strutture radenti e barriere sommerse da impiegare a difesa della costa. La valutazione dell'effetto dei sacchetti sullo scavo è stata effettuata in due modi, leggendo direttamente il valore del livello della sabbia in corrispondenza del palo graduato dopo la rimozione dei contenitori al termine di ogni prova e dal confronto delle misure di profondità effettuate in presenza dei sacchetti nelle condizioni iniziali (prima della prova) e finali (dopo la prova). Il rilievo è stato effettuato con la stessa metodologia utilizzata per la determinazione delle forme del fondo mobile analizzate nel paragrafo precedente. Nella Tabella 2 sono riportati i risultati di profondità ottenuti effettuando una media dei valori rilevati sui sacchetti prima e dopo lo svolgimento della prova da cui si desumono i valori di abbassamento della protezione stessa S_{prot} . Tali valori sono poi stati confrontati con la configurazione S0 in

cui non era presente alcun tipo di protezione alla base del palo e quindi è stato stimato il fattore di riduzione dello scavo f_r . Come si osserva dai risultati riportati in Tabella 2, la protezione con geocontenitori risulta essere molto efficace in termini di riduzione dello scavo, in alcuni casi si ha una riduzione totale dello scavo stesso.

Onda	Configurazione S1 S_{prot} (cm)	Configurazione S0 S (cm)	Fattore di riduzione dello scavo f_r (%)
R1*	0.0	1.4	100.0
R2	0.5	2.6	80.8
R1.5	0.0	1.7	100.0
R1.7	0.2	1.8	88.9

Tabella 2. Confronto dello scavo tra la Configurazione S0 e S1 (con protezione al piede).

4. CONCLUSIONI

Le prove sperimentali hanno confermato la previsione di scavo attorno ad un palo verticale ricavate in letteratura, l'unica differenza riscontrata è la velocità di scavo nella fase iniziale. I risultati preliminari sulla protezione al piede dello scavo effettuata tramite sacchi in geotessile riempiti di sabbia sono soddisfacenti, per alcune ondate la riduzione dello scavo in presenza della protezione sembra essersi ridotta totalmente. Il dimensionamento del sacco deve essere opportunamente valutato. E' stato riscontrato che in alcuni test si verifica il dislocamento parziale o totale di alcuni sacchi dello strato superiore, principalmente per angoli nel range di 60°-120°. Ciò è anche dovuto alla geometria adottata per la protezione. L'entità dello scavo è stata correlata alle misure di pressione effettuate sul fondo in diverse posizioni intorno al palo, non presentate in questo contributo per motivi di spazio, le quali confermano che il maggior scavo si presenta nelle zone di massima formazione e sviluppo dei vortici. Attualmente sono in corso delle prove per la misura della dinamica attorno al palo in prossimità del fondo con lo scopo di ricostruire il campo di moto tridimensionale e correlare la stima dello scavo sul fondo alle strutture vorticosi che si instaurano intorno ad un ostacolo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Corvaro, S., Lorenzoni, C. & Mancinelli, A. Physycal models of geotextile sand containers for coastal protection structures, The proceedings of the 10th International Conference on Geosynthetics, 2014.
- Breusers, H. N. C., Nicollet, G., Shen, H. W. Local scour around cylindrical piles, J. Hyd. Res., vol. 15, No. 3, 211-252, 1977, 2014.
- Das, M.M. A literature review on bed-load transport due to wave action and localized scour in non-cohesive sediments. Final Report HEL 21-06: Literature Review on Erosion and Deposition of Sediment near Structures in the Ocean. H. A. Einstein and R. L. Wiegel, eds., Hydraulic Engineering Laboratory, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA., 1970
- Irie, I. & Nadaoka, K. Laboratory Reproduction of seabed scour in front of breakwaters. Proc. 19th ICCE, ASCE, 1715-1731, 1984.
- Kawata, Y., Tshuchiya, Y. Local scour around cylindrical piles due to waves and currents combined. Proc. 21st International Conference on Coastal Engineering, Costal del Sol, Malaga, ASCE, vol. 2, 1310-1322, 1988
- Peter Madsen Rederi A/S. Scour Protection completed at Amrumbank. Maritime Journal, Marine renewable energy, 2013.
- Sumer, B. M., Fredsøe, J. & Christiansen, N. Scour around vertical pile in waves. J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, vol. 118, No. 1, 15-31, 1992

MODELING THE PERFORMANCE OF A WAVE ENERGY CONVERTER INTEGRATED IN A HARBOUR BREAKWATER

Giuseppina Palma ¹, Pasquale Contestabile ², Sara Mizar Formentin ¹, Barbara Zanuttigh ¹, Diego Vicinanza ²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Università degli Studi di Bologna, Viale Risorgimento 2, 40136, Bologna, Italy;

(2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Design, Edilizia e Ambiente, Seconda Università degli Studi di Napoli, Via Roma 29, 81031 Aversa, Caserta, Italy.

KEY POINTS:

- The OBREC is a multifunctional device to protect harbors and produce energy from incident waves.
- The 2DV RANS VOF numerical model was calibrated on experimental results and adopted to assess the pressures across the structure.
- The results of the calibrated model well reproduce the tested conditions for ordinary waves in terms of average overtopping discharge and uplift pressures.

1 INTRODUCTION

The growth of the marine energy sector is strictly related to the design reliability and economic feasibility of the installations. Nowadays, multifunctional solutions offer significant economic and environmental benefits (see the results of the recently ended MERMAID project, www.mermaidproject.eu). The present work is focused on the Overtopping Device developed by the Second University of Naples (Vicinanza et al., 2014), named OBREC, which stands for Overtopping Breakwater for Energy Conversion. This device is combined with a traditional rubble-mound breakwater for harbor protection and consists of a sloping impermeable plate and a reservoir behind it to collect the overtopping waves. The energy is then extracted via low head turbines, using the difference of the water level in the reservoir and the average sea water level.

2 NUMERICAL MODELING PROCEDURE

2.1 Model setup

The IH-2VOF code, a 2DV Rans-Vof code developed by the University of Cantabria (Losada et al., 2008), was used to evaluate the OBREC performance. The IH-2VOF model was calibrated by means of the flume tests carried out at Aalborg University, Denmark (Vicinanza et al., 2014). The numerical domain reproduced physical model tests as close as possible. Figure 1 shows the cross section with the indication of all the main geometric characteristics. Some changes were however needed to assure model stability and correct representation of the physical processes, see Figure 2. To allow the emptying of the reservoir, a pipe was introduced between the reservoir and the area landward the structure, while in the physical model the overtopping discharge was pumped-out. To avoid numerical instabilities the space between the plate and the reservoir was filled-in and the thickness of the upright section was increased. The OBREC seaward slopes (armour and plate) have an inclination of $\alpha \approx 34^\circ$ and the average size of the rocks (in terms of nominal diameter D_{n50}) are: $D_{n50}=50$ mm for the armour layer, $D_{n50}=20$ mm for the filter layer, $D_{n50}=2$ mm for the core part. Two configurations were tested, with different heights of the sloping plate (d_w).

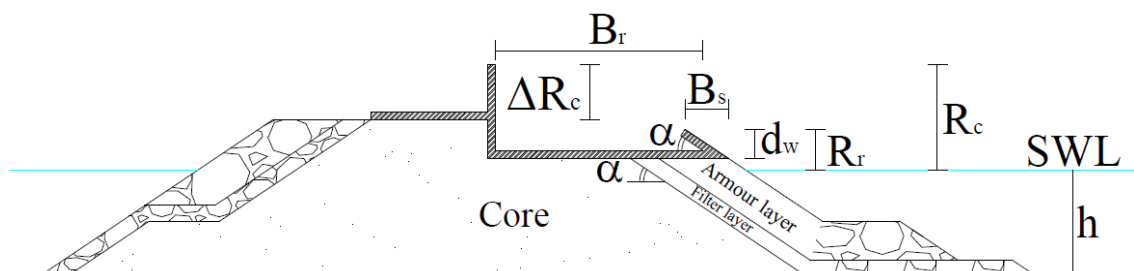


Figure 1. Cross section of the OBREC experimental model.

The gauges are placed across the structure (Figure 2) and in the channel to: 1. calibrate the numerical model according to the average discharge rate q and the reflection coefficient K_r , and 2. assess the pressures acting on the structure. While the pressure transducers 6-9 in the physical model were used to measure uplift pressures only, the correspondent numerical gauges have been used to evaluate both uplift and downward pressures inside the reservoir.

The tested wave conditions are reported in Table 1, together with the average discharge rate measured during the laboratory experiments q_{exp} . The numerical wave series were implemented by defining the wave height H_{m0} , the peak period T_p , the dispersion factor related to the JONSWAP spectrum γ , the water depth at generation h , the duration of the simulation t and the frequency f . Nine tests were carried out, containing at least 400 waves. The tests 1.4.1 and 1.5.1 represent the extreme conditions to assess the pressure acting on the upright section. The other tests correspond to ordinary conditions for model calibration.

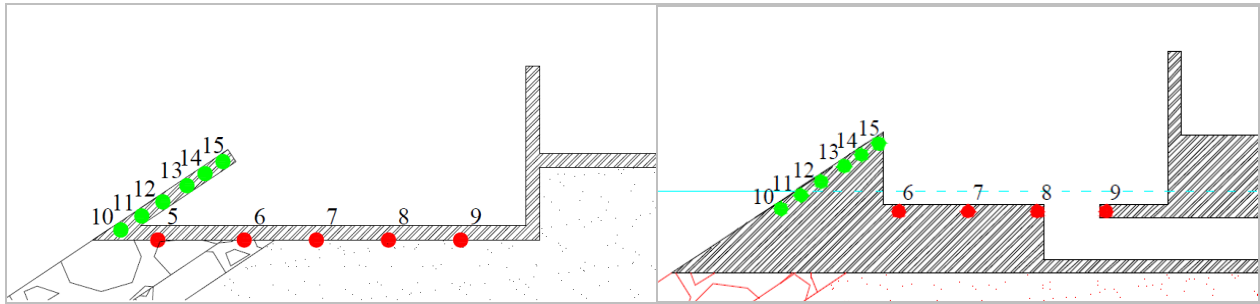


Figure 2. Water gauges across the structure: a) laboratory model, b) numerical model. The two cross sections have the same scale highlighting the necessary modifications to the numerical scheme.

Test	H_{m0} [m]	$T_{m-1.0}$ [s]	h [m]	R_c [m]	q_{exp} [l/s/m]
1.4.1	0.188	1.811	0.34	0.035	/
1.5.1	0.193	2.233	0.34	0.085	/
2.1.4	0.078	1.529	0.27	0.105	0.069
2.1.5	0.078	1.327	0.27	0.105	0.046
2.1.6	0.073	1.092	0.27	0.105	0.022
4.1.5b	0.077	1.327	0.27	0.155	0.004
4.1.10b	0.149	2.090	0.27	0.155	2.197
4.1.11b	0.149	1.796	0.27	0.155	1.579
4.1.12b	0.149	1.554	0.27	0.155	0.886

Table 1. Wave series characteristics.

3 RESULTS

3.1 Sensitivity analysis of the material characteristics

Several parameters characterize the permeable layers of the structure, such as the porosity, the linear friction coefficient α , the non-linear friction coefficient β , the added mass coefficient c_A and the nominal diameter D_{n50} . The model calibration was performed by varying the porosities and by keeping constant all the other material parameters, which were set from the literature (Van Gent 1995, Lynett 2000, Hsu 2002). The values of D_{n50} are the same as in the model tests. In particular, α is set equal to 1000, whereas β equals 1.1, 1.0 and 0.8 for the armour layer, the filter layer and the core, respectively. The results in Table 2 show for a selected test that the Configuration 2 gives the best agreement between the numerical q_{num} and the experimental q_{exp} discharges. This agreement has been observed for all wave conditions in Table 1.

3.2 Evaluation of the average discharge rate q

Figure 3 compares the values of q derived from the laboratory experiments q_{exp} with the values of q_{num} and the theoretical predictions q_{pred} . The values of q are defined as non-dimensional quantities and their theoretical values were derived from the Eurotop formulae (Eurotop, 2007). The lower the values of q , the

better the agreement among experiments and predictions, both from the numerical model and from the formulae. With increasing q , the values of q_{num} are closer to q_{exp} than q_{pred} . Indeed the difference among experiments and formulae can be expected, as the formulae are essentially based on traditional structures and the calibration of the roughness factor is insufficient to allow greater accuracy (Vicinanza et al., 2014).

Conf.	Armour	Filter	Core	q_{exp} [l/s/m]	q_{num} [l/s/m]
1	0.8	0.7	0.6	0.046	0.073
2	0.7	0.6	0.05	0.046	0.056
3	0.6	0.05	0.04	0.046	0.006
4	0.7	0.05	0.04	0.046	0.004

Table 2. Laboratory vs. model overtopping discharges obtained by varying the porosities assigned to the layers (Test 2.1.5).

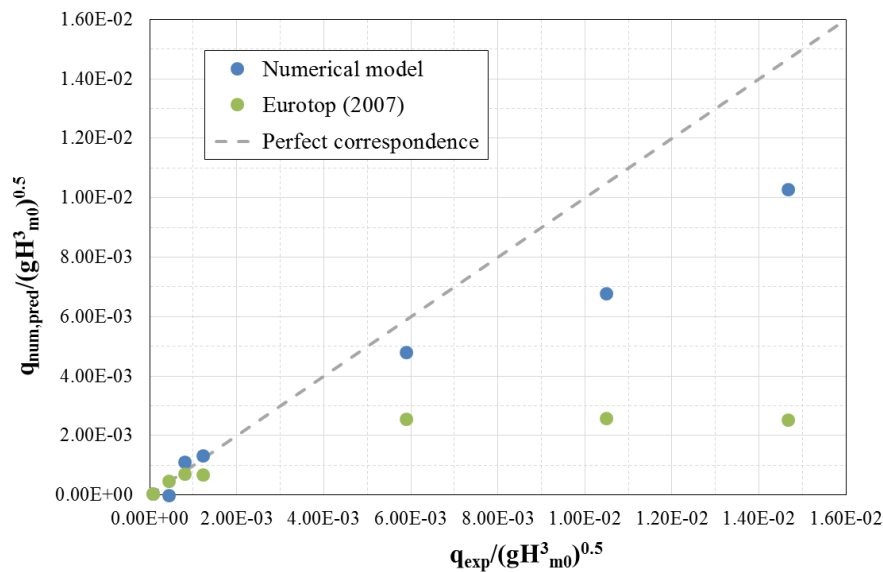


Figure 3. Numerical q_{num} and theoretical q_{pred} vs. laboratory q_{exp} discharge rates. Results for the ordinary tests in Table 1.

3.3 Pressure analysis

The pressure analysis is focused on the OBREC performance in extreme conditions (Test 1.5.1 in Tab. 1). During the test, it was observed that the lab equipment was insufficient to pump out the water from the reservoir. Therefore, in the numerical modelling, two schematizations have been proposed to analyze loading inside the reservoir: 1. the structure with a closed reservoir as in the laboratory experiments (Model 1 in Table 3), 2. the same cross section used during the calibration phase (Model 2 in Table 3). This latter scheme is closer to the real prototype configuration, used in more recent experiments (Contestabile et al., 2015). The idea was to test the worst and the best case respectively, i.e. the full or partial incapacity of the reservoir to let the water flowing out.

Tables 3 and 4 report experimental and numerical pressures on the ramp and on the reservoir, in terms of $p_{2\%}$ values, i.e. the mean of the 2% of the highest values of uplift and/or downward pressures.

Table 3 shows that the numerical $p_{2\%}$ values well reproduce the experimental ones, except for the upper part of the sloping plate. This result appears to be consistent, considering that the numerical model tends to underestimate the overtopping discharge rate of the tests characterized by greater q_{exp} . As for the reservoir, Model 1 gives better estimation of the experimental uplift pressures than Model 2. In Model 2 the $p_{2\%}$ values are slightly higher than in the physical model and in Model 1.

As aforementioned, no direct comparison of numerical versus experimental data of pressure inside the reservoir is possible. However, numerical results show as, in this case, the downward pressures at the bottom of the reservoir are lower for Model 2 than for Model 1, see Table 4, as in Model 1 the impulsive wave load combines with the nearly hydrostatic component of the water filling in the reservoir.

Conf.	10	11	12	13	14	15	6	7	8	9
Lab	1.467	1.360	1.247	1.019	1.191	1.162	1.799	1.548	1.476	1.225
Model 1	1.446	1.281	1.108	0.912	0.854	0.436	2.104	1.965	1.819	1.656
Model 2	1.405	1.231	1.040	0.814	0.753	0.129	2.162	2.081	1.996	1.905

Table 3. Laboratory (Lab) vs. numerical uplift pressures $p_{2\%}$, values in kPa. The numbers correspond to the gauges in Figure 2. Results for Test 1.5.1.

Conf.	6	7	8	9
Model 1	1.574	1.426	1.555	1.754
Model 2	1.120	1.196	1.090	1.281

Table 4. Numerical downward $p_{2\%}$, values in kPa. The numbers correspond to the gauges in Figure 2. Results for Test 1.5.1.

4 PRELIMINARY CONCLUSIONS AND ONGOING RESEARCH

The numerical model IH-2VOF can be used to extend the experimental database and to provide indications for design optimization. Specific attention should be paid to the representation of combined structures with adjacent permeable and impermeable layers and of the flow motion through thin layers. A stable model can be obtained only by finding the best compromise between the domain discretization and the computational effort.

The calibrated model allowed to derive values of the average overtopping discharge that are well in agreement with the measurements, at least for low overtopping. In extreme conditions, the uplift pressures in the reservoir and in the lower part of the sloping plate are well represented, if the structure is properly modified to reproduce the tested conditions.

Numerical simulations provided information on loading acting on different part of the structure also where no experimental data are available (a.o. downward pressures in the reservoir). This information is now being used for further detailed structural analysis. The ongoing research is focused on the new OBREC configuration tested in the new laboratory test campaign (Contestabile et. al 2015), closer to the prototype.

5 ACKNOWLEDGMENTS

The support of the Italian Ministry of University and Research through RITMARE project (www.ritmare.it) is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- Contestabile P; Iuppa C; Cavallaro L; Foti E; Vicinanza D., Innovative rubble mound breakwaters for wave energy conversion, ENERGIA, AMBIENTE E INNOVAZIONE, 2015-II, 86-95.
- Eurotop, 2007. In: Pullen, T., Allsop, N.W.H., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schüttrumpf, H., van der Meer, J.W. (Eds.), Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures – Assessment Manual. www.overtopping-manual.com.
- Hsu, Tian-Jian, Tsutomu Sakakiyama, and Philip L-F. Liu, A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater, Coastal Engineering, 2002, 25-50.
- Losada I.J., Lara J.L, Guanche R., Gonzales-Ordina J.M., Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters, Coastal Engineering, 55.1 2008, 47-62.
- Lynett, P. J., Liu, P. L.-F., Losada, I. J. and Vidal, C., Solitary Wave Interaction with Porous Breakwater, Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 2000, 314-322.
- Van Gent, M.R.A. (1995), Porous flow through rubble mound material, J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol.121, no.3, pp.176-181, ASCE, New York.
- Vicinanza, D., Contestabile, P., Nørgaard, J. Q. H., & Andersen, T. L. Innovative rubble mound breakwaters for overtopping wave energy conversion, Coastal Engineering, 2014, 88, 154-170.

NEURAL NETWORK MODELLING OF WAVE-STRUCTURE INTERACTION PROCESSES

Sara Mizar Formentin ¹, Barbara Zanuttigh ²

(1), (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali Università di Bologna, Italia

KEY POINTS

- A new Artificial Neural Network (ANN) was developed to predict at once the wave overtopping discharge, the wave transmission and the wave reflection coefficients
- A homogeneous database of nearly 18'000 tests was collected and adopted to train the ANN on a wide range of coastal and harbor structures subjected to variable wave attack conditions
- 14 dimensionless input parameters were selected to describe the main relevant effects and characteristics of the structure types and the wave loads
- The ANN provides more accurate predictions of the output quantities than existing formulae and ANNs when compared with the same set of experimental data

1 INTRODUCTION

The assessment of the performance of coastal and harbor structures for design purpose requires the accurate analysis of all the wave-structure interaction processes, specifically the wave run-up, the wave overtopping, the wave reflection and the wave transmission. All these phenomena are actually different outcomes of the same physical process, and therefore should be investigated contemporarily. However, all the existing formulae and models are focused on the representation of one process only. Additionally, most of the available methods are fitted on specific datasets and are therefore affected by validity fields.

In alternative to traditional techniques Artificial Neural Networks (ANNs) offer flexibility and accuracy. This kind of tools are able to deal also with complicated structure geometries and variable wave conditions and several positive examples of ANNs have been recently developed in Coastal Engineering. Concerning the wave-structure interactions, one of the most successful ANNs is the method available from CLASH (2004) and EurOtop (2007), which was specifically developed to predict the overtopping discharge for a wide range of coastal structures, including complex geometries (Van Gent et al., 2007). After and during CLASH (2004), other ANNs were developed for the estimation of the wave transmission coefficient (Panizzo and Briganti, 2007) and of the wave reflection coefficient (Zanuttigh et al., 2013).

On the basis of the promising results achieved by these neural networks, the objective of this contribute is to present a new and advanced ANN developed to represent all the interaction processes. Such tool is able to estimate the wave overtopping discharge (q), the wave transmission and the wave reflection coefficients (K_r and K_t) at once, i.e. by means of just one set of input parameters and of the same ANN architecture. This ANN model is expected to represent a valid and handy tool which can be easily and efficiently employed for the design of coastal and harbour structures.

2 METHODOLOGY

The basis of a “good” ANN is essentially the database to be used for training. Starting from the data, the set-up and the structure parameters of CLASH (2004), around 17'000 tests on wave reflection, transmission and overtopping have been gathered. For each test the geometrical, structural and climate characteristics are described through 39 parameters, of which:

- 11 are hydraulic parameters, characterizing the wave attack conditions, in deep water, at the toe structure and above the toe and/or the berm(s), when present (see Fig. 1).
- 21 are structural parameters, including 4 additional parameters (with respect to the original CLASH database) characterizing the structures' roughness (γ_f) and permeability (by means of the the average unit size D representative of the structure elements, where applicable) in the wave run-up and run-down area.
- 4 are general parameters: the test name/label, the reliability RF and the complexity CF factors (which describe, respectively, the degree of reliability of the test itself – based, for example, on the way the tests

or the measurements were carried out – and the complexity of geometrical schematization), and a flag (0 or 1) indicating the inclusion or the exclusion of the data for the ANN training.

An example of a composite structure schematized through the parameters of the database, following the CLASH approach, is provided in Figure 1.

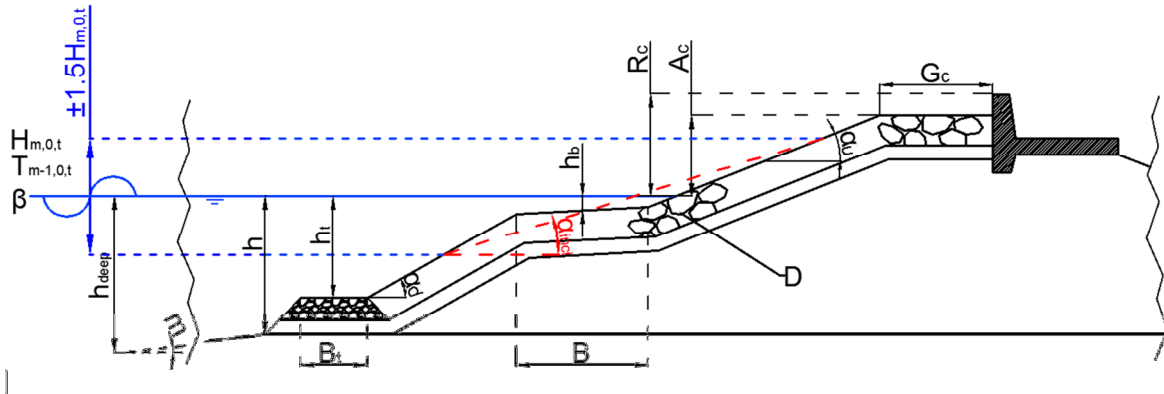


Figure 1. Schematization of the structure based on CLASH, including some of the most relevant geometrical and hydraulic parameters.

The choice of the best ANN layout represented the second step of the work. The overall ANN “layout” accounts of both the input parameters and the internal architecture. To define and calibrate these elements, two of the existing ANNs were analyzed, tested and modified, specifically the original CLASH ANN (Van Gent et al., 2007) and the preliminary ANN for reflection previously developed by Formentin et al. (2012) and Zanuttigh et al. (2013) and updated for wave transmission (Formentin et al., 2013). The resulting optimal characteristics of the basic ANN architecture are resumed in the following:

- multilayer network, based on a *feed-forward back-propagation* learning algorithm, 1 hidden layer of 40 hidden neurons and 1 output layer consisting of 1 output parameter (i.e. K_r or K_t or q).
- cost function: *mse* (mean squared error);
- the assessment of the ANN performance and the improvement of its capability of generalization is attributed to the *bootstrap resampling* technique (for more details, see Zanuttigh et al., 2014);
- the results are derived from the commitment of more ANNs and are provided as quantiles of the statistical distribution of all the ANNs results.

Based on the previous works, all the input parameters are made dimensionless, to reproduce the relevance of specific key geometrical and physically based parameters. The full list is given in Table 1, where the CLASH symbols and terminology have been adopted (and here referred in Fig. 1).

#	Parameter	Type	Representation of
1	$H_{m,0,t}/L_{m-1,0,t}$	Wave attack	Wave steepness
2	β [rad]	Wave attack	Wave obliquity
3	$h/L_{m-1,0,t}$	Wave attack	Shoaling parameter
4	$h_t/H_{m-1,0,t}$	Geometry	Effect of the toe submergence
5	$B_t/L_{m-1,0,t}$	Geometry	Effect of the toe width
6	$h_b/H_{m,0,t}$	Geometry	Effect of the berm submergence
7	$B/L_{m-1,0,t}$	Geometry	Effect of the berm width
8	$\max(R_c/H_{m,0,t}, A_c/H_{m,0,t})$	Geometry	Effect of the crest submergence
9	$G_c/L_{m-1,0,t}$	Geometry	Effect of the crest width
10	m	Geometry	Effects of the foreshore slope
11	$\cot\alpha_d$	Geometry	Down slope
12	$\cot\alpha_{incl}$	Geometry	Average slope in the run-up/down area
13	$D/H_{m,0,t}$	Permeability	Indication of structure permeability
14	γ_f	Roughness	Dissipation induced by structure roughness

Table 1. Input parameters of the new ANN for the prediction of q , K_r and K_t .

3 RESULTS AND DISCUSSION

The performance of the ANN has been investigated by means of three different numerical error indexes, i.e. the root mean square error (*rmse*), the Willmott Index (*WI*) and the coefficient R^2 . Tab. 2 reports the numerical values of these indexes in terms of average values derived from 100 bootstrap resamples of the ANN. The choice of adopting the bootstrap resampling is related to the assessment of the performance: each bootstrapped database is used to re-train the ANN, and each differently trained ANN yields turns to differently evaluated output parameters. The ensemble of the predicted outputs is a stochastic variable that can be used to derive average indexes of performance and standard deviations and deliver the predicted values of the output in terms of quantiles. The indexes in Tab. 2 show that the predictions of K_r and K_t are generally more accurate (see the average corresponding values of R^2) with a more symmetric error distribution (see *WI*) than the prediction of q . However, the highest values of the standard deviations are generally achieved for K_t and K_r . These results lead to the conclusion that the ANN prediction for K_r and K_t is more precise on an average, but is indeed affected by a larger dispersion of the error.

Predicted output	RMSE	WI	R^2
q	0.044 ± 0.003	0.983 ± 0.004	0.94 ± 0.02
K_r	0.031 ± 0.009	0.994 ± 0.009	0.98 ± 0.04
K_t	0.029 ± 0.009	0.996 ± 0.005	0.98 ± 0.02

Table 2. Input parameters of the new ANN for the prediction of q , K_r and K_t .

In order to compare the ANN performance with some of the recent “traditional” formulae, Fig. 2 shows as an example the distribution of the experimental values of K_r ($K_{r,s}$, left panel) and the corresponding ANN predictions ($K_{r,ANN}$ right panel) as functions of the breaker parameter $\zeta_{0,m,l}$. In both the panels, the values of K_r are compared with the curves reproducing the formula by Zanuttigh and Van der Meer (2006) for the prediction of K_r from different structure slopes in “design conditions”. In Figure 2, both the measurements and the ANN predictions of K_r are distributed around the curves of the formula with a similar but reduced scatter for the ANN.

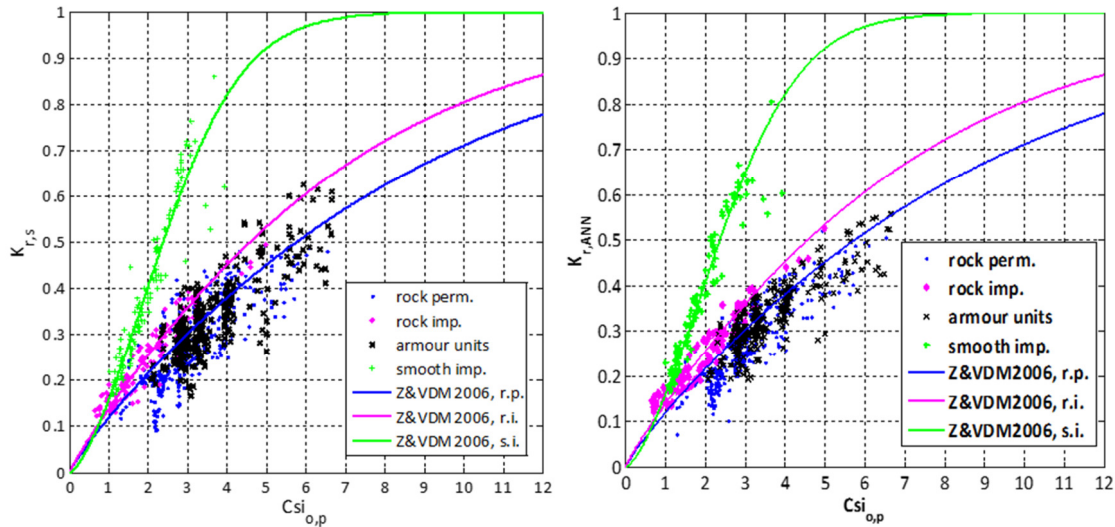


Figure 2. Distribution of the experimental values of $K_{r,s}$ (left panel) and the predictions of the ANN $K_{r,ANN}$ (right panel) as functions of the breaker parameter $\zeta_{0,m,l}$. The values are compared with the trend of the formula by Zanuttigh and Van der Meer (2006) for different structure slopes (including only the wave conditions fulfilling the formula validity range).

A further qualitative analysis of the new ANN performance is provided in Fig. 3, where the ANN predicted values of q (q_{NN}) are plotted against the corresponding experimental values ($q_{MEASURED}$). This Figure compares q_{NN} derived from the new ANN (right panel) to the ones from the existing ANN by Van Gent et al., 2007 (left panel). The new ANN predictions (right) are significantly less scattered and less biased, especially in the range of $q \approx [10^{-6}; 10^{-4}] \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$. In particular, the reduction of the over-estimation bias affecting the “low” values of q represents an important achievement of the new ANN. This result is

obtained by including in the training database all the non-zero values of q , instead of “artificially” excluding the values of $q < 10^{-6} \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ as in Van Gent et al. (2007).

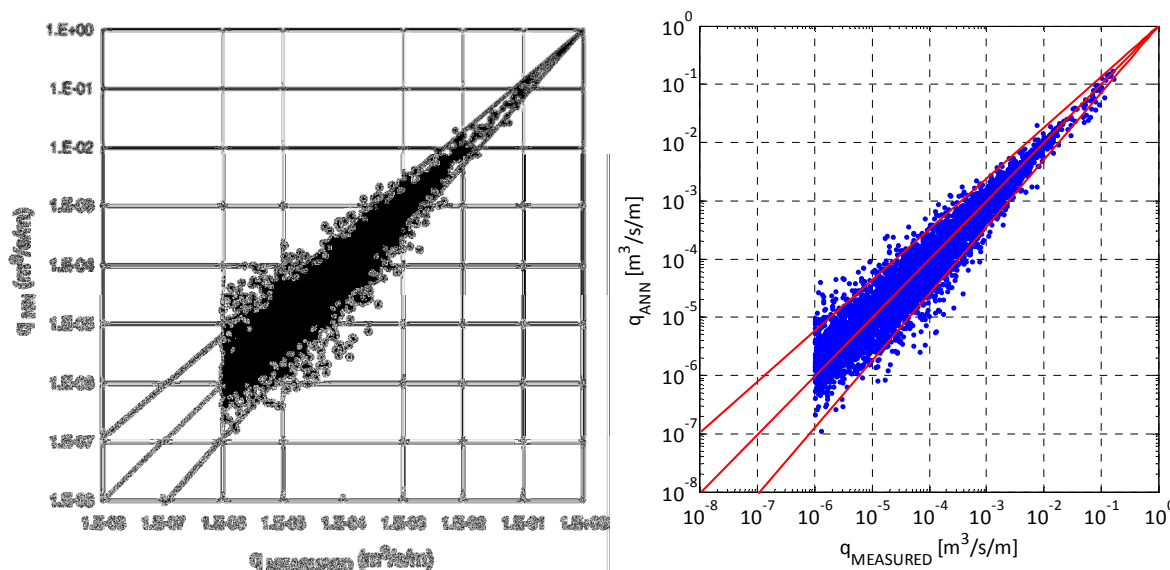


Figure 2. Comparison of the predicted (ordinate) and experimental (abscissa) values of q , when $q \geq 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$. To the left, the existing wave overtopping ANN by Van Gent et al., 2007. To the right, the new ANN.

4 CONCLUSIONS

This paper presents a new and advanced ANN able to accurately predict the overtopping discharge q , the wave transmission coefficient K_t and the wave reflection coefficient K_r for a wide range of (complicated) structure geometries and wave conditions. The ANN was trained on the new extended database based on CLASH (2004) and consisting now of nearly 17'000 data. The optimal architecture and input parameters characterizing the new ANN were set-up by means of a careful sensitivity analysis and a synthesis of the existing ANNs layouts. The results of the ANN are satisfactorily accurate, with reference to all the output parameters, as the predictions give values of $rmse$ in the range of $[0.03; 0.05]$. The ANN accuracy is much greater than recent existing formulae (e.g., Zanuttigh and Van der Meer, 2006, for K_r). The new ANN gives improved predictions with respect to existing ANNs specifically developed for the prediction of one single output (e.g., Van Gent et al., 2007 for q).

REFERENCES

- CLASH, 2004. Crest Level Assessment of coastal Structures by full scale monitoring, neural network prediction and Hazard analysis on permissible wave overtopping. EC-contract EVK3-CT-2001-00058. www.clash-eu.org.
- EurOtop, 2007. European Manual for the Assessment of Wave Overtopping. T. Pullen, N.W.H. Allsop, T. Bruce, A. Kortenhaus, H. Schüttrumpf and J.W. van der Meer. At: www.overtopping-manual.com.
- Formentin, S. M., Zanuttigh, B. and R. Briganti, 2012. Stima del coefficiente di riflessione ondosa mediante modellazione alle reti neurali, Proc. del XXXIII Congresso Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Brescia, formato elettronico, 11 pagine.
- Formentin, S. M. and Zanuttigh B. 2013. Prediction of wave transmission through a new artificial neural network developed for wave reflection. Proceedings of 7th International Conference on Coastal Dynamics.
- Panizzo, A., Briganti, R. 2007. Analysis of wave transmission behind low crested breakwaters using neural networks, Coastal Engineering, 54, 643–656.
- Van Gent, M.R.A., van den Boogaard, H.F.P., Pozueta, B. and Medina, J.R. 2007. Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures. Coastal Engineering 54, 586–593.
- Zanuttigh, B. and van der Meer, J.W., 2006. Wave reflection from coastal structures, Proc. of 30th International Conference on Coastal Engineering, San Diego (CA).
- Zanuttigh, B., Formentin, S.M. and Briganti R. 2013. A Neural Network for the prediction of wave reflection from coastal and harbor structures. Coastal Engineering 80, 49-67.
- Zanuttigh B., Formentin S.M. and Van der Meer J.W., 2014. Advances in modelling wave-structure interaction through Artificial Neural Networks, Proc. of XXXIV International Conference on Coastal Engineering, Seoul (ROK).

STIMA DELLO SPETTRO DIREZIONALE DEL MOTO ONDOSONO TRAMITE RICEVITORI GPS INSTALLATI A BORDO DI UNO YACHT A VELA IN NAVIGAZIONE OCEANICA

Paolo De Girolamo¹, Alessandro Romano¹, Myrta Castellino¹, Marcello Di Risio², Giorgio Bellotti³, Davide Pasquali², Leopoldo Franco³, Mattia Crespi¹, Augusto Mazzoni¹ & Paolo Sammarco⁴

(1) Sapienza Università di Roma, DICEA, Via Eudossiana, 18, 00184 Roma, Italia; (2) Università dell'Aquila, DICEAA, Laboratorio di Idraulica Ambientale e Marittima LIAM, P.le Pontieri, 1, 67040 Monteluco di Roio, L'Aquila, Italy; (3) Università di Roma Tre, Dip. di Ingegneria, Via Vito Volterra, 62, 00146 Roma, Italy; (4) Università di Roma Tor Vergata, DICII, Via del Politecnico, 1, 00133 – Roma, Italy

ASPETTI CHIAVE

- La stima degli spettri direzionali del moto ondoso eseguiti a bordo di un natante in movimento è di estrema importanza per molte applicazioni nel campo dell'ingegneria marittima.
- Si descrive la prima applicazione effettuata sulla stima delle caratteristiche del moto ondoso misurate da uno yacht a vela in navigazione oceanica, utilizzando misure di movimento fornite da ricevitori GPS.
- La verifica delle misure GPS è effettuata mediante comparazione tra le caratteristiche ondamiche ottenute dalle misure con quelle fornite in analisi dall'ECMWF.

1 INTRODUZIONE E SCOPO DELLA RICERCA

La stima degli spettri direzionali del moto ondoso eseguiti a bordo di un natante in movimento è di estrema importanza per molte applicazioni nel campo dell'ingegneria marittima (Iseki and Ohtsu, 2000) come ad esempio: per migliorare le prestazioni dei piloti automatici e dei sistemi di controllo delle navi (Belleter et al., 2015) o di strutture galleggianti (Tannuri et al., 2003); per fornire in tempo reale gli stati di mare per i modelli numerici di previsione meteorologica a scala globale (Global Forecast Systems, GFS), oppure per la calibrazione e/o verifica di modelli di ricostruzione e/o di previsione del moto ondoso.

Un approccio possibile è quello di derivare le caratteristiche del moto ondoso direttamente dal moto del natante, tenendo conto della sua risposta dinamica in frequenza (Webster and Dillingham, 1981, Hirayama, 1987; Iseki et al., 1992, Iseki and Ohtsu, 2000).

Negli ultimi 15 anni, il problema della stima dello spettro direzionale del moto ondoso basata sui movimenti delle navi in navigazione è stato affrontato da numerosi ricercatori. In particolare sono state ricavate soluzioni approssimate per il problema teorico che sorge dalla trasformazione delle frequenze di incontro misurate a bordo del natante nelle frequenze reali del moto ondoso - problema noto come "il problema della funzione a tre valori" - dovuto all'effetto Doppler non lineare che si verifica per onde dispersive in frequenza. Le soluzioni approssimate fanno riferimento sia a metodi detti parametrici, che ipotizzano una forma parametrica dello spettro del moto ondoso, che non-parametrici in cui la forma dello spettro non è vincolata (Iseki e Ohtsu, 2000; Nielsen, 2006).

Il presente lavoro descrive la prima applicazione effettuata sulla stima delle caratteristiche spettrali del moto ondoso misurate da una imbarcazione a vela in navigazione lontano dalla costa, utilizzando misure di movimento del natante fornite da ricevitori GPS ("rover") installati a bordo. In condizioni di navigazione oceanica, le misure GPS non possono essere corrette utilizzando ricevitori GPS di riferimento posizionati a terra o una rete GNSS (Global Navigation Satellite System) perchè i "rover" e i ricevitori di riferimento si devono trovare tra di loro ad una distanza non superiore ad alcune decine di chilometri. Per ovviare a questo problema nel presente lavoro sono state utilizzate in modo complementare e originale due tecniche di processamento dei dati GPS: la tecnica Kin-VADASE, estensione cinematica dell'approccio variometrico VADASE (Variometric Approach for Displacements Analysis Standalone Engine; Colosimo et al., 2011a,b) e la tecnica "Moving base Kinematic" (MBK) applicata mediante un approccio differenziale tra coppie di ricevitori installati a bordo. Mentre la prima tecnica consente il posizionamento assoluto del ricevitore pur essendo affetta da errori eliminabili in parte con tecniche di filtraggio del segnale, la seconda non consente di definire il posizionamento assoluto del ricevitore ma solo quello relativo, il quale però risulta molto preciso

essendo nota la distanza tra ciascuna coppia di ricevitori. L'applicazione complementare delle due tecniche citate ha consentito di ricostruire il movimento nello spazio dell'imbarcazione dal quale sono state dedotte le caratteristiche del moto ondoso incontrate dallo stesso natante durante la sua navigazione.

La presente memoria è focalizzata sulla verifica delle misure GPS effettuate a bordo mediante comparazione tra le caratteristiche ondamiche ottenute dalle stesse misure con quelle fornite in analisi dall'ECMWF (European Center for Medium range Weather Forecast). Per quanto riguarda la descrizione dell'imbarcazione, delle sue condizioni di navigazione e dell'attività di ricerca si rimanda a De Girolamo et al. (2015).

2 MISURE DI SUSSULTO, ROLLIO E BECCHEGGIO

Le caratteristiche del moto ondoso sono state ottenute utilizzando le misure di sussulto, beccheggio e rollio dell'imbarcazione, dedotte dalle misure di tre GPS installati a bordo considerando la barca come una boa ondometrica in navigazione. Poiché l'imbarcazione, con riferimento al coefficiente volumetrico, è classificabile a "dislocamento leggero", si è assunta una funzione di trasferimento unitaria tra i movimenti della barca e i movimenti della superficie libera (De Girolamo et al. 2015).

I tre pannelli (a),(b) e (c) della Fig. 2 riportano, dall'alto verso il basso, le misure di sussulto (a), di rollio (b) e di beccheggio (c), dedotte dai segnali dei tre GPS nei giorni di navigazione compresi tra il 20 e il 24 ottobre 2014 durante la traversata del Golfo del Leone tra l'Isola dell'Asinara e le Isole Baleari (vedi Fig. 1) quando si è verificata una violenta mareggiata. Le misure hanno una frequenza di acquisizione di 2 Hz.

Nella Fig. 2-(b) la riga rossa indica il valor medio del segnale di rollio (sbandamento) calcolato ogni 10 minuti. Lo sbandamento evidenzia l'effetto prodotto dalle vele che rende il rollio a media non nulla.

Anche per il segnale di beccheggio si è calcolato il valor medio del segnale stesso ogni 10 minuti come indicato dalla linea rossa di Fig. 2-(c).

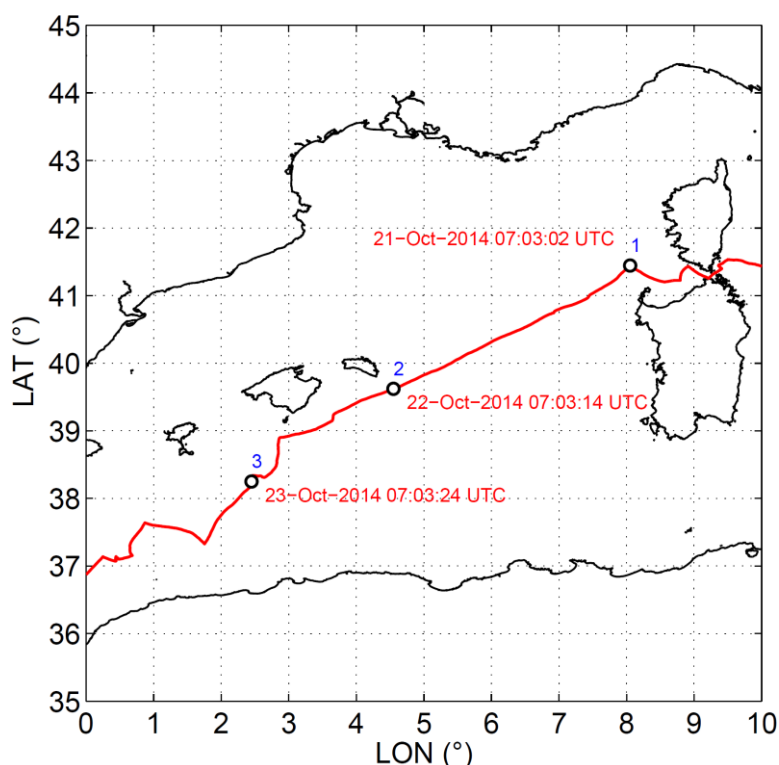


Figura 1. Rotta tra l'Asinara e le Isole Baleari seguita dallo yacht tra il 21 e il 24 ottobre 2014.

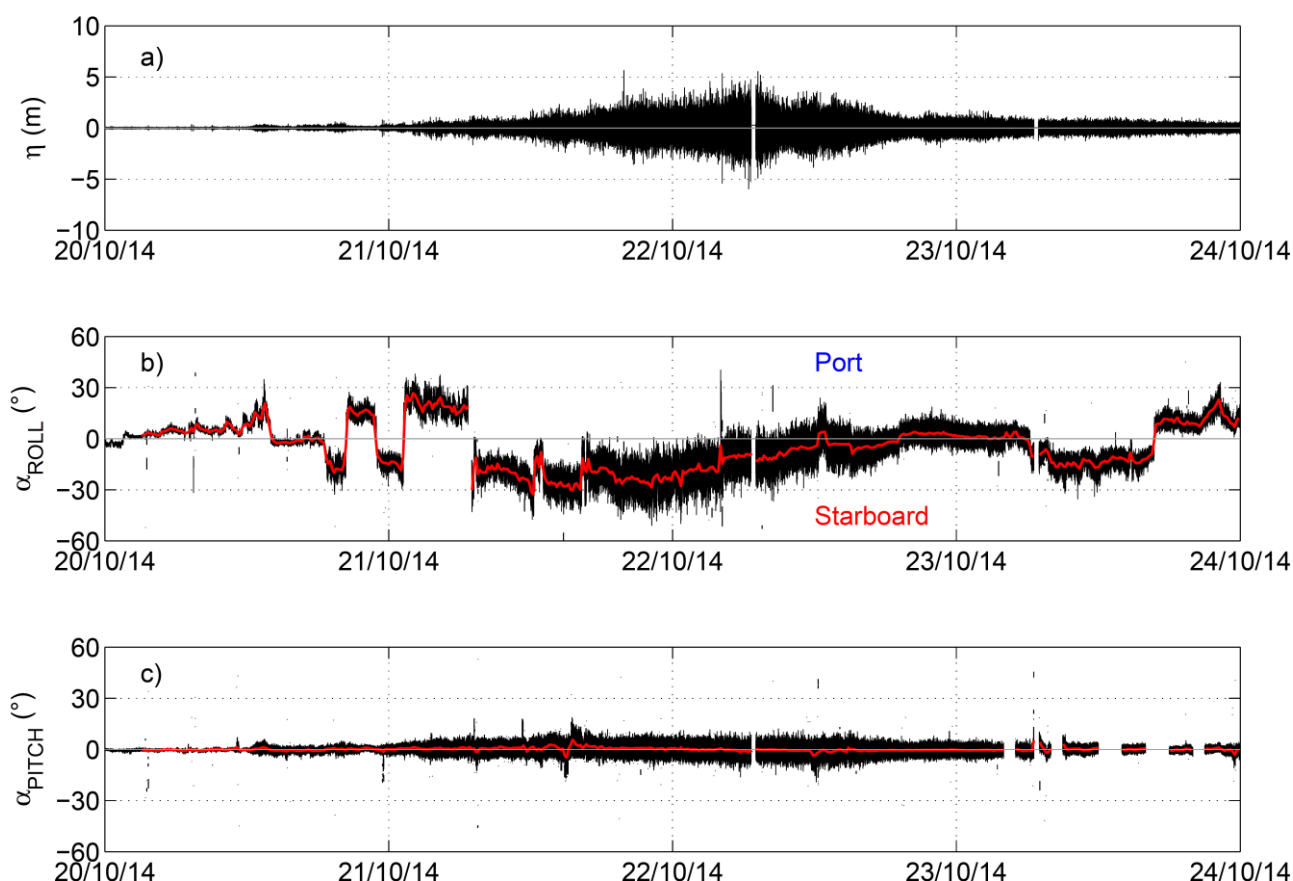


Figura 2. Segnale di sussulto (a), rollio (b) e beccheggio (c) dello yacht tra il 21 e il 24 ottobre 2014.

3 MISURE DI MOTO ONDOSO E CONFRONTO CON I DATI ECMWF

I segnali di sussulto, rollio e beccheggio sono stati utilizzati per calcolare le caratteristiche delle onde incontrate dalla barca durante la sua navigazione.

La Fig. 3 mostra i valori di altezza d'onda significativa H_s ottenuti analizzando porzioni di 30 minuti del segnale di sussulto sia con il metodo delle onde apparenti ($H_{1/3}$) che con il metodo dell'analisi spettrale (H_{m0}). Come evidenziato dalla Fig. 3, i valori massimi registrati per $H_{1/3}$ e per H_{m0} sono risultati rispettivamente pari a 5.84 m e a 5.42 m. La massima altezza d'onda calcolata con il metodo delle onde apparenti, H_{max} , si è registrata nella porzione di segnale in corrispondenza della quale si è verificato il massimo valore di H_s ed è risultata pari a $H_{max} = 9.6$ m. Nella stessa Fig. 3 è riportato l'andamento dell' H_{m0} fornito in analisi dall'ECMWF con una cadenza temporale di 6 ore ed estrapolato lungo la rotta del natante.

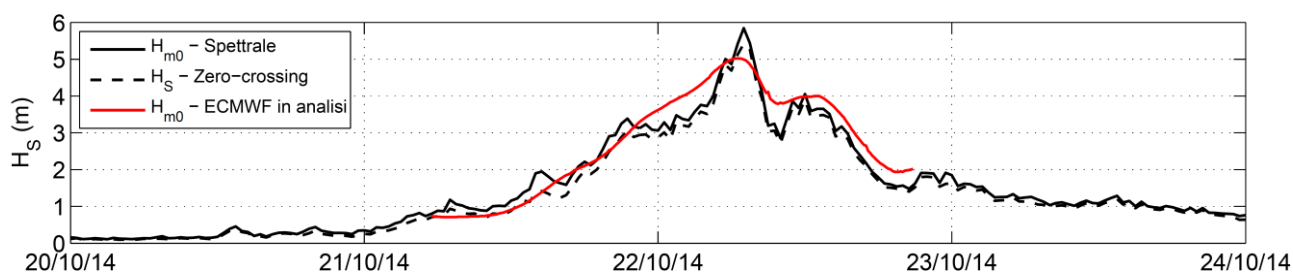


Figura 3. Andamento nel tempo dell' $H_{1/3}$ e dell' H_{m0} dedotte ogni 30 minuti dalle misure GPS lungo la rotta dell'imbarcazione tra il 21 e il 24 ottobre 2014 e confronto i valori di H_{m0} forniti ogni 6 ore in analisi dall'ECMWF ed estrapolati lungo la rotta dello yacht (linea rossa).

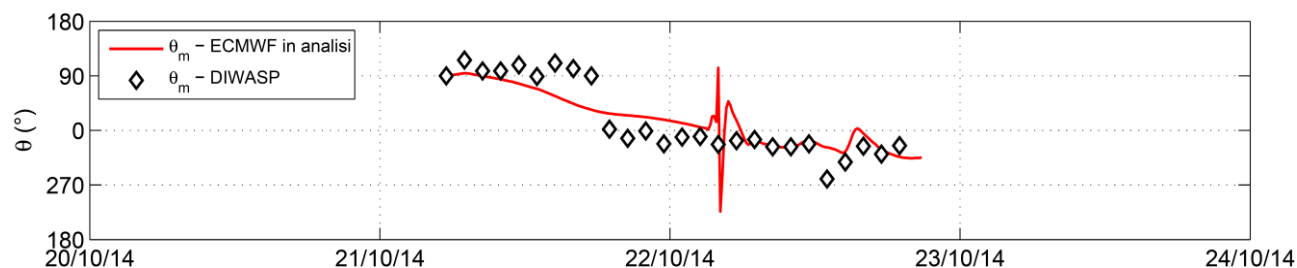


Figura 4. Andamento nel tempo della direzione media spettrale delle onde ottenuta dalle misure di sussulto, rollio e beccheggio e confronto con la direzione media spettrale fornita in analisi dall'ECMWF ed estrapolata lungo la rotta dello yacht.

Utilizzando i segnali di sussulto, rollio e beccheggio, è stata eseguita l'analisi spettrale direzionale degli stati di mare incontrati dall'imbarcazione utilizzando il metodo DFTM (Direct Fourier Transform Method, Barber, 1961). L'andamento della direzione media spettrale calcolato per alcune finestre temporali della durata di 30 minuti è riportato in Fig. 4 (mediante indicatori neri). In tale figura viene inoltre riportato il confronto tra le direzioni medie spettrali calcolate tramite analisi spettrale direzionale dei segnali misurati e le stesse grandezze ricavate dai dati in analisi dell'ECMWF (linea in rosso).

Tenendo conto che i dati dell'ECMWF sono forniti ogni 6 ore, si ritiene che l'accordo tra le misure e i dati in analisi sia relativamente ai valori di H_s sia relativamente a quelli della direzione media spettrale, sia molto buono. Si osserva infine che l'effetto Doppler non modifica l'energia e la direzione delle onde, ma solo i loro periodi.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Dr. Pier Paolo Pecoraro (IDROGEOTEC) per il supporto fornito per l'installazione della strumentazione GPS a bordo dell'imbarcazione. Si ringrazia anche lo skipper Matteo Miceli per il suo contributo. Un ringraziamento particolare va alla Leica Geosystem per aver fornito i ricevitori GPS ad alta precisione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Barber, N.F., 1961, The directional resolving power of an array of wave detectors, *Ocean Wave Spectra*. Prentice Hall. Inc. pp.137-150
- Belleter, D. J., Galeazzi, R., Fossen, T. I., 2015. Experimental verification of a global exponential stable nonlinear wave encounter frequency estimator. *Ocean Engineering* 97, 48
- Colosimo, G., Crespi, M., Mazzoni, A., 2011a. Real-time gps seismology with a stand-alone receiver: A preliminary feasibility demonstration. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* (1978-2012) 116 (B11).
- Colosimo, G., Crespi, M., Mazzoni, A., Dautermann, T., 2011b. Co-seismic displacement estimation: Improving tsunamis early warning systems. *GIM INTERNATIONAL* 25, 19-23.
- De Girolamo, P., Romano, A., Bellotti, G., Pezzoli, A., Boscolo, A., Crespi, M., Mazzoni, A., Di Risio, M., Pasquali, D., Franco, L., Sammarco, P., 2015. Analysis of the 21/22 october 2014 storm experienced by the sailboat Eco40 in the gulf of lion. *Proceedings of the 3rd International Congress on Sports Sciences Research and Technology Support*.
- Hirayama, T., 1987. Real-time estimation of sea spectra based on motions of a running ship, 2nd report: Directional wave estimation. *Journal of the Kansai Society of Naval Architects* (204).
- Iseki, T., Ohtsu, K., Fujino, M., 1992. A study on estimation of directional spectra based on ship motions ii-experimental investigation for accuracy. *The Journal of Japan Institute of Navigation*.
- Iseki, T., Ohtsu, K., 2000. Bayesian estimation of directional wave spectra based on ship motions. *Control Engineering Practice* 8 (2), 215-219.
- Nielsen, U. D., 2006. Estimations of on-site directional wave spectra from measured ship responses. *Marine Structures* 19 (1), 33-69.
- Tannuri, E. A., Sparano, J. V., Simos, A. N., Da Cruz, J. J., 2003. Estimating directional wave spectrum based on stationary ship motion measurements. *Applied Ocean Research* 25 (5), 243-261.
- Webster, W. C., Dillingham, J. T., 1981. Determination of directional seas from ship motions. *Proceedings of Directional Wave Spectra Application*.

DISTRIBUZIONE DI PROBABILITÀ DEL PESO DEI MASSI NATURALI DI UNA SCOGLIERA SOMMERSA IN OPERA

Francesco Viola¹, Valeria Favara² & Giuseppe Amedeo Mallandrino³

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettura, Università degli Studi di Cagliari, Via Marengo, 2, 09123, Cagliari, Italia; (2) Studio Mallandrino Srl, Via Trapani 15, Palermo; (3) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali, Università degli Studi di Palermo, Viale delle Scienze, Edificio 8, 90128, Palermo, Italia.

ASPETTI CHIAVE

- È stato proposto un metodo innovativo per la pesatura dei massi costituenti la mantellata di una scogliera soffolta in massi naturali
- Si è in grado di analizzare la distribuzione del peso dei massi di una mantellata di una scogliera soffolta
- I dati osservati su un caso reale indicano una distribuzione dei pesi di tipo normale.

1 PREMESSA

Il presente lavoro prende le mosse dallo studio di un caso reale: i lavori di realizzazione delle "Opere di Salvaguardia della costa e dell'abitato 3° lotto funzionale - 1° stralcio esecutivo" nel comune di Sant'Alessio Siculo (ME). Il suddetto intervento consiste essenzialmente nella realizzazione di scogliere soffolte disposte parallelamente alla linea di costa a protezione del centro abitato del predetto comune. Il caso di studio riguarda la distribuzione di probabilità dei pesi dei massi che costituiscono il corpo dell'opera. Opportune tecniche di misurazione hanno infatti consentito la campionatura dei singoli pesi e questa memoria porge gli esiti delle analisi statistiche su di essi condotte.

La sezione tipo della scogliera presenta un nucleo in scogli naturali del peso singolo da 10 t a 15 t, avente coronamento a quote -1,70 m sotto il l.m.m., sul ciglio del paramento interno, e -1,80 m sotto il l.m.m. di quello foraneo, nonché rivestimento, sullo stesso lato foraneo, in scogli del peso singolo da 7 t a 10 t. Uno strato filtro, destinato, nelle intenzioni, a trattenere il materiale sabbioso dell'arenile, è allocato sul paramento interno del nucleo e venne pensato come realizzato in scogli da 50 kg a 1000 kg; esso presenta, altresì, un rivestimento della superficie del nucleo che guarda verso terra in materassi zavorrati. A protezione dello strato filtro è previsto una copertura in scogli del peso singolo compreso tra 7 t e 10 t, con sommergenza variabile da 1,50 m a 1,70 m (Figura 1).

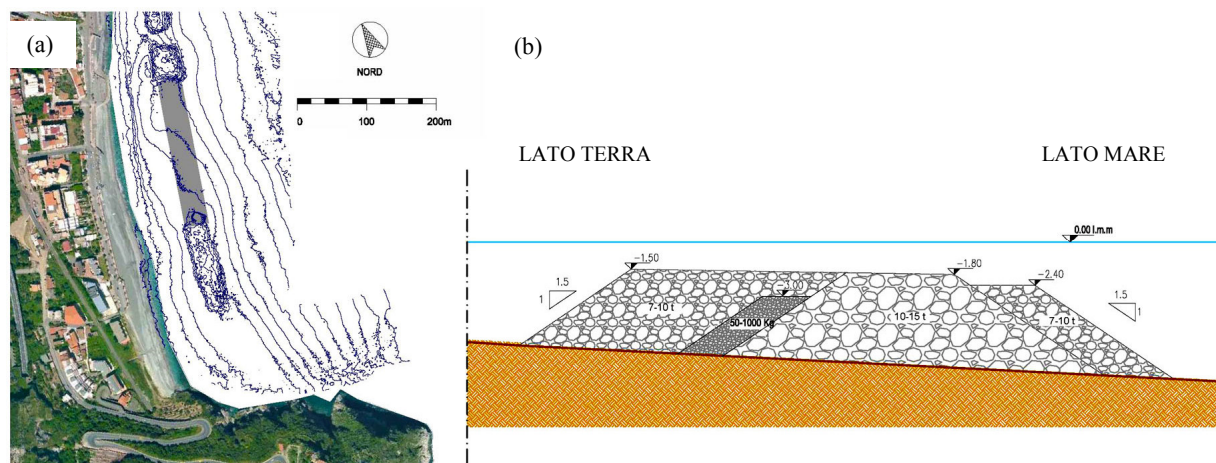


Figura 1. Nel pannello (a) è riportata in grigio l'impronta di un tratto di scogliera soffolta da realizzare, il pannello (b) illustra la sezione tipo della scogliera soffolta.

L'analisi relativa alle pratiche applicazioni di quanto previsto nel capitolato speciale d'appalto durante l'esecuzione dei precedenti lotti, con riguardo alla contabilità e tracciabilità degli scogli del peso singolo da 7 t a 10 t e da 10 t a 15 t destinati alla formazione della scogliera soffolta, ha evidenziato la presenza di talune criticità e, di conseguenza la necessità di individuare dei sistemi alternativi, anche in relazione alla odierna

disponibilità di attrezzature informatiche ad elevato grado di automazione ed affidabilità.

Il sistema di maggiore sicurezza e di alto livello di funzionamento automatico al quale si è fatto ricorso, in sostituzione alle procedure semimanuali utilizzate in precedenza, è stato sottoposto a verifica da parte di un qualificato Ente di certificazione (RINA).

2 METODO TRADIZIONALE DI MISURAZIONE DEI MATERIALI LAPIDEI DESTINATI ALLA FORMAZIONE DI UN'OPERA A GETTATA

Secondo una procedura di prassi consolidata il peso dei blocchi lapidei destinati alla formazione dell'opera a gettata viene determinato con l'impiego di una bilancia a bilico collocata in cantiere. Nel caso dello studio preso in esame, il capitolato speciale d'appalto prevede che la registrazione delle predette pesature, non solo, venga, come è ovvio, datata, ma che, oltre al peso, lordo e netto, indichi anche la targa del mezzo di trasporto, nonché la categoria degli scogli approntati in cantiere; è altresì previsto di fotografare lo scoglio fornito alla pesa e di seguito depositato in cantiere e numerato. Successivamente, è previsto che venga effettuata la stazzatura del pontone carico e, in ultimo, la verifica geometrica della sagoma finale mediante rilievi di 2^a pianta, da confrontare con i corrispondenti rilievi di 1^a pianta.

Per ogni scoglio da utilizzare per la formazione della scogliera soffolta viene, pertanto, ipotizzata, in tale metodo tradizionale di allibramento, la tracciabilità identificativa dello scoglio stesso attraverso le consuete fasi del ciclo di cantiere riguardanti la fornitura dello scoglio, lo stoccaggio in cantiere, e, infine, il carico sul pontone e la conseguente posa in opera nel sito previsto; ben sapendo che, come è ovvio, solo tale ultimo momento attuativo ne consente la contabilizzazione in via definitiva.

Lo schema di registrazione degli scogli suppone, quindi, una fotografia del vettore di trasporto, funzionale alla fornitura, nonché di ogni singolo scoglio depositato in cantiere, con sigla di identificazione, ed, infine, sempre del medesimo scoglio, un'altra fotografia al momento della posa, tramite il pontone.

Circa la procedura di pesatura, lo schema immagina un apposito riquadro ove annotare il peso netto del mezzo di trasporto, con il numero di scogli trasportati, da integrare della detrazione del materiale, eventualmente, ma molto probabilmente, presente sul fondo del cassone, come detriti e cunei. Un ulteriore riquadro avrebbe dovuto riportare il peso del singolo scoglio; si osservi fin d'ora che tale processo presuppone la stima dello stesso, a meno che il vettore non trasporti gli elementi lapidei singolarmente. Quindi, lo schema è corredato da altri due riquadri relativi, come detto, al processo di posa col pontone: il primo riporta la data e l'ora di carico; il secondo la data e l'ora di posa in opera con la relativa progressiva.

Tale farragginosa procedura è dovuta al fatto che il momento della pesa e quello della collocazione sono, ovviamente, lontani sia nello spazio, la prima a terra e la seconda a mare, sia nel tempo, poiché la seconda richiede condizioni meteomarine ottimali, e quindi imprevedibili e saltuarie, mentre la prima può procedere anche in condizioni avverse, ed è pertanto caratterizzata da un elevato grado di continuità; ecco la necessità di un piazzale di stoccaggio e, ai fini della contabilità definitiva, di collocare, in una ben determinata posizione, quel preciso masso di cui si era conosciuto il peso in altro luogo e in altro tempo.

L'analisi dello schema di registrazione sopra descritto, dal punto di vista meramente applicativo, ha mostrato, nei lotti precedenti, che il peso netto dello scoglio, è ottenuto dividendo il peso complessivo segnato dal bilico per il numero di scogli portati dall'autocarro: pertanto il valore riportato nella scheda non rappresenta, ovviamente, l'effettivo peso singolo dello scoglio: la categoria di appartenenza di ogni singolo scoglio, è individuata, appunto, dal valor medio del peso.

Per ciò che concerne la data di carico sul pontone e la data di scarico con la relativa progressiva, si osserva che dal momento in cui lo scoglio viene pesato a quello in cui lo si colloca in mare trascorre, effettivamente, un notevole intervallo temporale; si osserva, altresì, che inevitabilmente, all'atto del contatto con elementi consimili, conseguente all'immersione, il blocco è soggetto a spostamenti e rotolamenti e, pertanto, il valore della progressiva potrebbe, all'atto pratico, risultare facilmente diverso da quello segnato.

Si rileva che l'identificazione dello scoglio durante il processo di carico sul pontone, e, successivamente, della relativa posa in opera, non risulta fattibile poiché il numero apposto non è leggibile, proprio allorquando occorrerebbe, trovandosi il masso avvolto dalla benna a polipo della gru installata sul pontone.

In conseguenza delle imprecisioni, approssimazioni ed incongruenze connesse all'applicazione della suddetta procedura, è stata ideata e proposta, grazie al ricorso a tecnologie innovative, una moderna alternativa, ad elevato standard di automazione, capace di adempiere alla pesatura dello scoglio nello stesso istante della posa e della contemporanea conoscenza del sito di collocazione. L'adozione di una acquisizione automatica del peso dei massi ha consentito, altresì, di descrivere il campione da un punto di vista statistico, fornendo, così, lo spunto per una futura più rigorosa richiesta circa la composizione dell'opera, da definire in base a parametri statistici predeterminati in sede contrattuale, tramite specifiche prescrizioni capitolari.

3 PROCEDURA DI MISURAZIONE ALTERNATIVA AD ELEVATO STANDARD DI AUTOMAZIONE

3.1 Processo di acquisizione automatico e metodologia di estrapolazione dei dati

Il metodo adottato per la misurazione degli scogli prevede la posa in opera degli scogli mediante un pontone dotato di gru Liebherr HS 895 HD i cui dati operativi sono mostrati all'operatore su un display. Tutti i dati di funzionamento del mezzo vengono anche registrati in continuo in un sistema, inaccessibile all'operatore medesimo, denominato Machine Data Recording e Processing Data Recording (Figura 2).

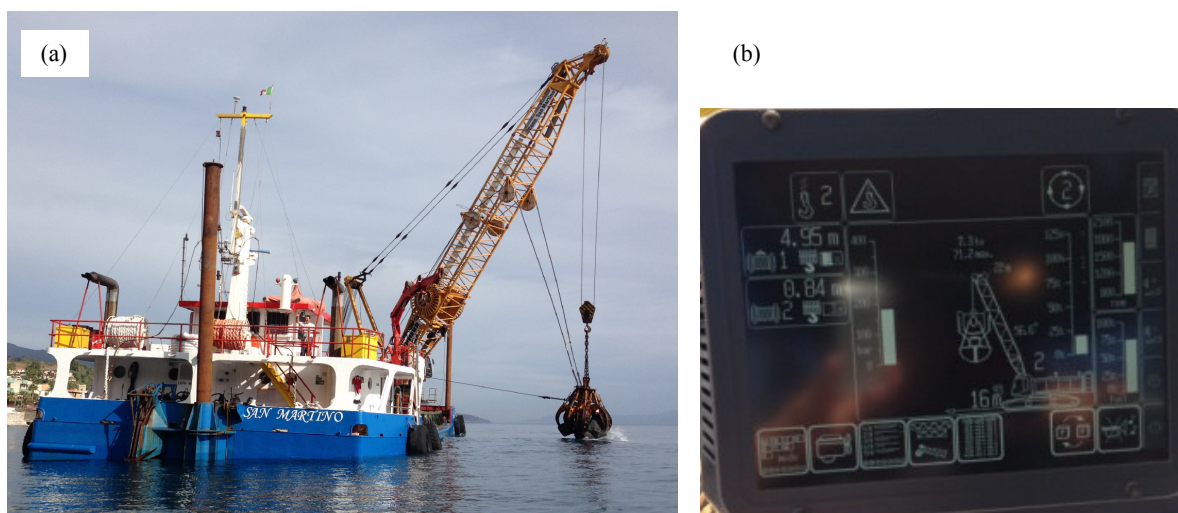


Figura 2. Nel pannello (a) è riportata la foto del pontone San Martino utilizzato per la collocazione degli scogli, il pannello (b) mostra un esempio di schermata del display collegato al sistema di acquisizione che dota la gru Liebherr HS 895 HD.

Periodicamente un operatore specializzato della Liebherr provvede a scaricare i dati registrati nel sistema ed alla successiva elaborazione e restituzione finale di un file Raw Data con i dati filtrati in base ai seguenti parametri: data, ora, peso al gancio a tiro orizzontale nullo. In particolare, quindi, il suddetto file viene reso secondo i criteri d'appresso riportati: momento di posa, ultimi 10 valori di peso registrati ad intervalli di 500 ms nei 5 sec precedenti il calo di peso, dovuto alla spinta di Archimede, a seguito dell'immissione in acqua. Tali valori vengono successivamente resi in apposito registro, prima informatico e poi cartaceo, in cui si riportano: la numerazione progressiva della operazione di posa degli scogli, i suddetti ultimi valori del file dei pesi, il loro valore medio lordo, il valore al netto di quello della benna, l'attribuzione alla categoria da 7 t a 10 t o, se il peso netto risulti maggiore di 10 t, alla categoria superiore.

Tali valori, dopo un processo di elaborazione, consentono, quindi, di individuare per ogni masso attraverso la numerazione progressiva del processo di posa dello stesso singolo scoglio e il corrispondente peso un istante prima dell'immersione in acqua; la relativa posizione viene determinata attraverso un sistema di controllo che fornisce all'operatore le impronte progettuali sul fondo delle diverse categorie di massi da utilizzare in uno alla determinazione, mediante GPS, della effettiva posizione di ciascun blocco collocato.

In data 18.05.15, nel porto di Salerno, si sono svolte le prove del sistema automatico computerizzato di sollevamento della gru Liebherr che dota il pontone San Martino. Nella relativa dichiarazione di prova RINA n° 2015 NAD 11107 del 04.06.15 è asserito, infatti, “che il sistema adottato nel cantiere in oggetto è idoneamente efficace sia per lo scopo, pesa al momento della posa, che per le particolari condizioni

operative, *Gru Liebherr HS 895 HD installata su motopontone galleggiante*". Dall'analisi delle prove relative al certificato predetto risultano tolleranze nelle misure ben compatibili ed accettabili per ciò che concerne la valutazione dei pesi dell'ordine di grandezza di quelli presenti nei lavori in oggetto.

3.2 Analisi statistica dei dati acquisiti

La procedura di pesatura dei massi adottata porge per ogni operazione un peso ricavato dalla media di molte pesate effettuate in stretta successione, avendosi piccolissimi intervalli temporali consecutivi. La posa di una scogliera, ovviamente, è costituita da diverse operazioni ciascuna riferita ad un masso che ha un peso stocasticamente differente dai massi vicini. Essendo in grado di tener traccia del peso del singolo masso posto in opera si è, altresì, in condizione di raffigurare il campione da un punto di vista statistico, quindi, utilizzando gli strumenti di statistica descrittiva, ricavare da questa prima procedura applicativa utili indicazioni per definire prossimi criteri generalizzati di riscontro della qualità dell'opera.

Avendo in memoria elettronica i pesi di tutti i 5.480 massi posti in opera, è stato, infatti, possibile elaborarli costruendo l'istogramma di frequenza attraverso il preventivo calcolo del range di variabilità dei pesi medesimi (500 kg). Il peso di ogni singolo scoglio è stato poi assegnato ad una classe, in funzione del prefissato range, pervenendo così al numero di elementi concorrenti in ciascuna classe. Dividendo per il numero totale dei massi posti in opera si ottiene, quindi, la frequenza relativa di ogni classe.

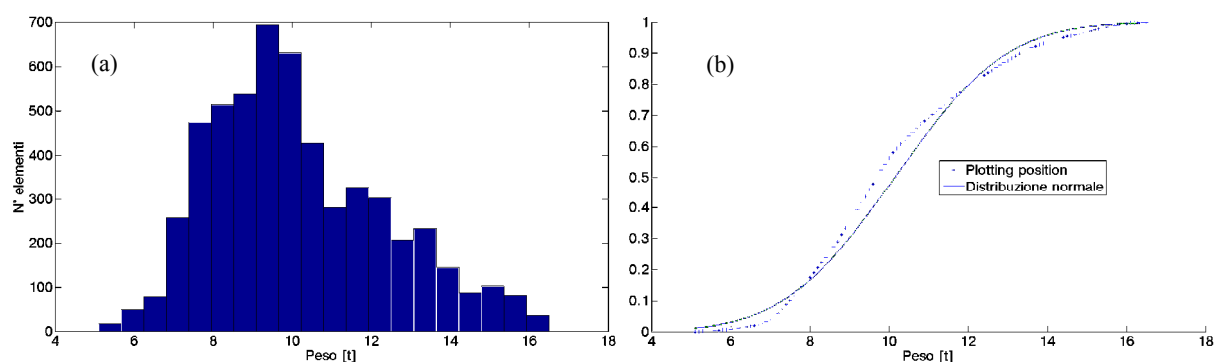


Figura 3. Nel pannello (a) è riportato l'istogramma di frequenza del peso dei massi della mantellata, mentre il pannello (b) ne illustra la cumulata di frequenza empirica (puntini) sovrapposta alla legge teorica normale (linea continua).

A partire da questa, utilizzando, cioè i dati di peso suddivisi per classi, si può, ovviamente, calcolare la funzione di frequenza cumulata empirica. I dati di peso sono posti, quindi, in ordine crescente e a ciascun peso viene associato una frequenza di non superamento tramite la plotting position di Weibull. Successivamente, una volta nota la curva empirica, è possibile argomentare circa la possibilità di adattare a questa una distribuzione teorica. È plausibile trarre che tale distribuzione sia una normale, con parametri di media uguale a 10.14 t e deviazione standard pari a 2.22 t.

La descrizione statistica dei pesi dei massi fornisce una rappresentazione istantanea precisa circa la composizione delle diverse parti della scogliera soffolta. Tale descrizione sarà utile alla direzione lavori per argomentare circa la frazione dei massi appartenenti ad una data categoria, imponendo nei futuri capitolati il rispetto di prefissati parametri statistici di accettazione, più che di generici gap di appartenenza. Ad esempio, dalla distribuzione teorica normale fittata sui dati, si sarebbe andato ad imporre, nella fattispecie, che il peso medio dovesse coincidere col mediano dei massi, pari a 10.14 t e la deviazione standard di 2,22 t; su tali elementi si sarebbero condotte le volute verifiche di stabilità, imponendo il valor medio dei pesi da fornire e la relativa varianza. La distribuzione di frequenza teorica (linea continua) del campione costituito da tutti i valori dei pesi registrati mostra, per i massi da 7 t a 10 t, una incidenza del 39%; l'analoga frequenza per massi di peso superiore a 10 t è del 52%. Giova osservare che per pesi maggiori di 12 t si ha una buona coincidenza tra i dati teorici e quelli sperimentali, mentre al di sotto si ha una curva teorica che mostra valori superiori fino a massi del peso di 8 t e, viceversa, minori fino all'esaurimento del campione. In particolare, dalla curva di distribuzione reale (puntini) si evince che la frequenza relativa alla presenza di massi da 7 t a 10 t è di circa il 46%, mentre, la frequenza di massi con peso superiore a 10 t scende a circa il 50%; non più del 4% degli scogli ha peso fra le 7 t e le 6 t e, in particolare, solo poco più di circa 1% inferiore a 6.5 t.

RIFLESSIONE ONDOSA IN PRESENZA DI OPERE A GETTATA REALIZZATE CON L'UNITÀ DI ARMATURA MAYA

Luigi Pratola¹, Fabio Dentale² & Antonio Rinaldi¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica (DICATECh) - Politecnico di Bari; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile – Università degli Studi di Salerno

ASPETTI CHIAVE

- Il presente lavoro analizza sinteticamente i risultati sulla riflessione ondosa, relativi a test su modello fisico di un'opera a gettata caratterizzata da una nuova unità di armatura in calcestruzzo
- L'unità di armatura, denominata Maya, è attualmente sottoposta a procedure brevettuali sia in ambito nazionale, che internazionale
- I risultati dei test sono stati confrontati con alcune formule presenti in letteratura per il calcolo dei coefficienti di riflessione per strutture di difesa costiera

1 INTRODUZIONE

Il sempre più diffuso fenomeno dell'erosione delle spiagge, in uno con l'accrescimento delle esigenze portuali dovute sia alla diffusione diportistica che allo sviluppo del sistema di trasporto navale, hanno portato una grossa diffusione di opere a gettata lungo le coste dell'intero pianeta, determinandone così un notevole sviluppo tecnico. In particolare i grossi massi naturali di armatura, normalmente disposti a doppio strato, sono stati sempre più sostituiti dai massi di armatura in calcestruzzo (Bakker *et al.*, 2003), a doppio strato e, più di recente, a strato singolo, favorendone la nascita di un considerevole numero di forme diverse.

Molteplici sono gli aspetti che determinano la qualità di una forma rispetto ad un'altra, a cominciare dal comportamento nei confronti dei fenomeni idrodinamici legati al moto ondoso, oltre all'aspetto fondamentale della stabilità idraulica e strutturale e ad altri aspetti puramente economici e, dunque, non meno importanti, legati alla posa in opera e alla produzione dei massi stessi.

Sulla base dell'analisi delle forme più utilizzate, è stato sviluppato presso il MEDUS (Maritime Engineering Division University of Salerno) un nuovo masso, denominato "Maya", attualmente sottoposto a procedure brevettuali sia in ambito nazionale (domanda di brevetto N. RM2015A00052), che internazionale (domanda di brevetto N. PCT/IB2016/050641).

Il presente lavoro analizza sinteticamente i risultati sulla riflessione ondosa, relativi ad uno studio su modello fisico bidimensionale di un'opera a gettata costituita da una mantellata realizzata con i massi Maya disposti a singolo strato, e caratterizzata da un'elevata pendenza del paramento lato mare.

2 TEST SPERIMENTALI

Il modello fisico è stato realizzato in uno dei canali del Laboratorio di Ingegneria delle Coste (LIC) del Politecnico di Bari, lungo 50 m, largo 2,40 m e alto 1,20 m (Damiani *et al.*, 2002). La barriera, costituita da un nucleo, uno strato filtro ed una protezione al piede, chiusa da una muratura verticale dal lato terra, è stata realizzata con una mantellata costruita posizionando, in maniera random, un congruo numero di massi Maya di volume pari a 356,4 cm³ e di peso pari a 0,891 kg, disposti a singolo strato, con una pendenza del paramento lato mare di 3:4 (Pratola, 2014). Una pendenza così accentuata, se da un lato riduce notevolmente le performance della mantellata, dall'altro determina un notevole risparmio economico soprattutto quando realizzata in acque più profonde.

Sono stati eseguiti 30 test, distinti in due diverse configurazioni caratterizzate da una diversa profondità al piede dell'opera: 40 cm per la prima configurazione (nel seguito indicata "Fase 1") e 80 cm per la seconda ("Fase 2"). Sono stati generati attacchi ondosi irregolari con spettro JONSWAP (circa 1000 onde per ogni test), caratterizzati da un'altezza significativa compresa tra 5 cm e 30 cm, e con periodo di picco compreso tra 1,14 s e 2,72 s.

L'oscillazione del pelo libero è stata misurata per mezzo di una serie di sonde resistive disposte lungo il

canale e di una sonda resistiva disposta lungo l'asse centrale dell'estradosso della mantellata (per la misura del run-up). L'analisi della riflessione ondosa, oggetto del presente lavoro, è stata condotta mediante il metodo di separazione dell'onda incidente e dell'onda riflessa proposto da *Goda and Suzuki* (1976).

La tabella 1 riporta il range di variazione di alcuni tra i principali parametri idraulici relativi ai test della Fase 1 e della Fase 2.

	Fase 1				Fase 2			
	H_{m0}/L_p	h/L_p	H_{m0}/h	ξ_{0p}	H_{m0}/L_p	h/L_p	H_{m0}/h	ξ_{0p}
Min	0,013	0,035	0,105	4,07	0,017	0,069	0,154	3,68
Max	0,028	0,196	0,441	5,90	0,034	0,182	0,320	5,19

Tabella 1. Range di variazione di alcuni parametri idraulici relativi ai test della Fase 1 e della Fase 2

3 RISULTATI

I risultati sulla riflessione ottenuti con la sperimentazione in esame sono stati confrontati con alcune tra le principali formule di letteratura tra cui, in particolare, quella di *Muttray et al.* (2006) ottenuta in seguito ad una sperimentazione sul modello fisico di un'opera a gettata realizzata con una mantellata costituita da *Accropode* posizionati a singolo strato, con pendenza del paramento lato mare pari a 1:1,5 e, dunque, inferiore a quella analizzata dai nostri test. Per gli attacchi ondososi a maggior contenuto energetico della Fase 1, inoltre, i parametri h/L_p e H_{m0}/h sono risultati al di fuori dei range di variazione dei test di *Muttray et al.* (il primo inferiore al minimo e il secondo superiore al massimo), così come per ξ_{0p} , nei nostri test sempre inferiore al valore minimo pari a 6, indicato nei test di *Muttray et al.*

Gli autori, riconosciuta la scarsa variabilità del coefficiente di riflessione con l'altezza d'onda, si svincolano dal suddetto parametro, formulando la seguente relazione:

$$K_R = \frac{1}{1.3 + 3h \frac{2\pi}{L_p}} \quad (1)$$

Il confronto con la formula in esame mostra chiaramente come, anche per i nostri test, si possa chiaramente riconoscere una proporzionalità del coefficiente di riflessione con il parametro h/L_p (figura 1(a)), sebbene la formula conduca ad una sottostima del fenomeno. La corrispondenza con i punti sperimentali si ottiene, infatti, incrementando del 19% i valori della (1) per i test della Fase 1 (figura 1(b)) e del 40% per i test della Fase 2 (figura 1(c)), ottenendo un ottimo fitting dei dati nel primo caso, e comunque una corrispondenza significativa nel secondo.

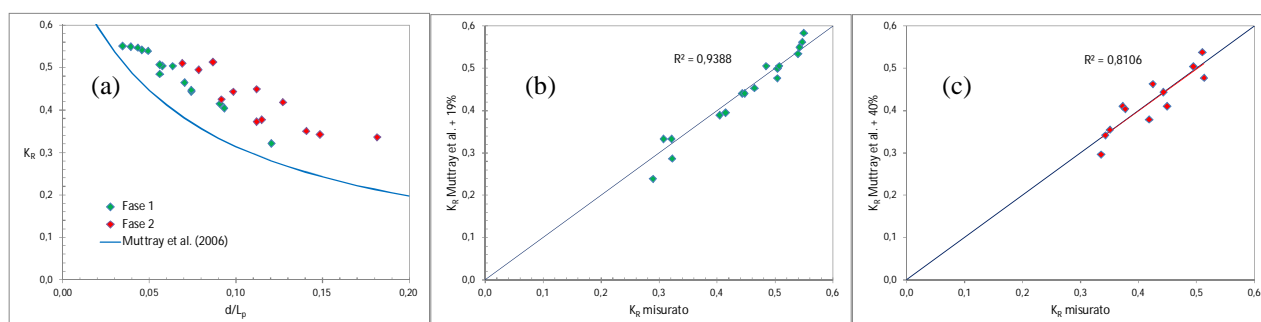


Figura 1. Confronto tra i dati sperimentali e la formula di *Muttray et al.* (2006): nel pannello (a) sono riportati i punti sperimentali delle due configurazioni testate (Fase 1 e Fase 2), insieme alla curva dell'equazione (1), mentre i pannelli (b) e (c) riportano le condizioni per cui si ottiene la migliore corrispondenza con la formula, rispettivamente per i punti sperimentali della Fase 1 e della Fase 2.

Analogo risultato viene descritto da *Calabrese et al.* (2010) in seguito a prove sperimentali su modello

fisico di un'opera a gettata realizzata con una mantellata costituita da *Ecopode* a singolo strato. In detto lavoro sono stati eseguiti dei test su strutture aventi due diverse pendenze del paramento lato mare: 2:3 (analoga a quella di *Muttray et al.* (2006) e 3:4 (analoga a quella del presente lavoro), con valori del ξ_{0p} superiori a 6 solo per due dei 96 test eseguiti. Gli autori hanno verificato una buona corrispondenza dei punti sperimentali con la formula (1), sebbene abbiano potuto constatare che la suddetta formula sottostimi i coefficienti di riflessione nel caso della struttura caratterizzata dalla pendenza 3:4, superiore a quella da cui la formula deriva. Secondo gli stessi autori il motivo potrebbe essere legato al fatto che per valori relativamente bassi di ξ_{0p} (minori di 6), la pendenza del paramento (non contemplata nella formula) rappresenti ancora un parametro determinante. Le due diverse pendenze testate da *Calabrese et al.* hanno permesso agli stessi autori di riscrivere la formula (1) sostituendo i coefficienti al denominatore, con due coefficienti A e B tabellati in funzione della pendenza m del paramento lato mare.

La stessa formula è stata successivamente ripresa da *Buccino et al.* (2011) in seguito a prove sperimentali analoghe a quelle di *Calabrese et al.*, fornendo la seguente relazione:

$$K_R = \frac{1}{A(\operatorname{tg} \alpha) + B(\operatorname{tg} \alpha) \frac{2\pi h}{L_{0p}}} \quad (2)$$

in cui i coefficienti A e B risultano dalla tabella 2 in funzione della pendenza del paramento lato mare della struttura (indicata con $\operatorname{tg} \alpha$, con α angolo formato con l'orizzontale).

Pendenza	A	B
2:3	1,203	3,6
3:4	1,312	2,158

Tabella 2. Coefficienti dell'equazione (2) espressi in funzione della pendenza del paramento lato mare della struttura (*Buccino et al.*, 2011)

Il confronto riportato in figura 2, tra i dati sperimentali e l'equazione (2) calcolata per la pendenza 3:4 (analoga a quella dei test del presente lavoro) mostra chiaramente come i relativi coefficienti siano decisamente più idonei a rappresentare il fenomeno rispetto a quelli indicati nell'equazione (1), a conferma del fatto che non sia possibile non tenere conto della pendenza del paramento della struttura nell'analisi della riflessione ondosa.

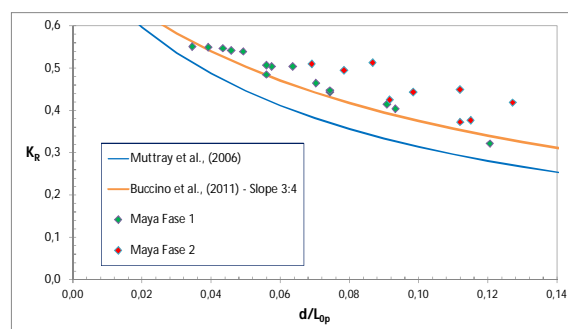


Figura 2. Confronto dei dati sperimentali relativi ai test della Fase 1 e della Fase 2, con la formula di *Muttray et al.*, (2006) (equazione (1)) e con la formula riscritta di *Buccino et al.*, (2011) (equazione (2)).

Dalla figura si evince ancora come i suddetti coefficienti utilizzati per rappresentare l'equazione (2) siano già significativamente vicini alla corretta rappresentazione del fenomeno, anche per la struttura realizzata con i Maya, per lo meno relativamente ai test della Fase 1, mentre sono ancora sottostimanti nei confronti dei risultati relativi ai test della Fase 2 caratterizzata da una più elevata profondità del fondale, probabilmente a causa dei valori decisamente più bassi del parametro ξ_{0p} , così come si evince dalla tabella 1.

Si è così provveduto a ricercare i coefficienti specifici per l'unità di armatura analizzata nel presente lavoro, validi evidentemente solo per la pendenza 3:4 e diversificati per le due fasi dei test descritti. La

tabella 3 riporta i suddetti coefficienti, insieme ai relativi valori dei coefficienti di determinazione R^2 e delle deviazioni standard σ degli errori (intesi come differenze tra i valori misurati e i valori calcolati).

Pendenza	A	B	R^2	σ
Fase 1	1,184	2,308	0,936	0,011
Fase 2	1,266	1,644	0,728	0,014

Tabella 3. Coefficienti dell'equazione (2) rideterminati per la struttura realizzata con massi Maya e con pendenza del paramento lato mare pari a 3:4.

Il confronto riportato in figura 3, tra i valori sperimentali misurati e i valori calcolati con la formula (2) in cui si sono utilizzati i coefficienti A e B riportati nella tabella 3, mostra chiaramente come i dati relativi ai test della Fase 1 siano ottimamente fittati lungo la retta di perfetta corrispondenza, mentre presentano un po' più di dispersione per i test della Fase 2.

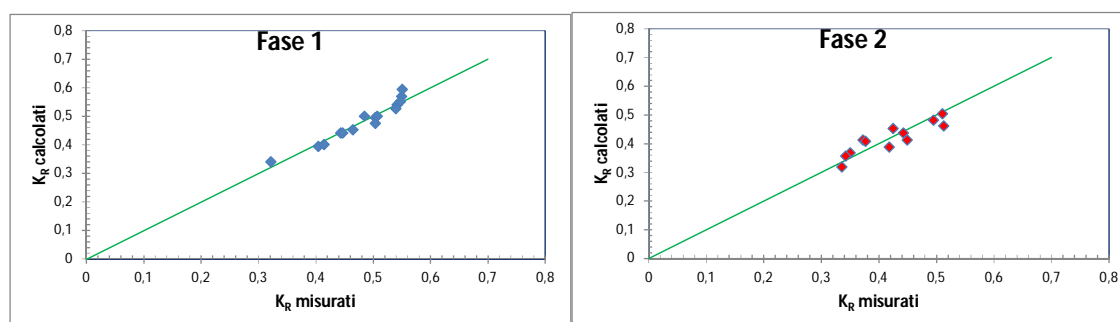


Figura 3. Confronto tra i valori sperimentali misurati e quelli calcolati con la formula (2) in cui si sono utilizzati i coefficienti A e B riportati in tabella 3: nel pannello (a) il confronto per i test della Fase 1, nel pannello (b) il confronto per i test della Fase 2.

4 CONCLUSIONI

Il presente lavoro ha permesso di riconoscere nella formula di *Muttray et al.*, (2006), successivamente riscritta da *Calabrese et al.*, (2010) e da *Buccino et al.*, (2011), un ottimo strumento per il calcolo della riflessione ondosa nella progettazione di un'opera a gettata con mantellata realizzata con massi Maya a singolo strato e con pendenza del paramento lato mare pari a 3:4. Sono stati determinati i coefficienti A e B specifici della struttura, mentre resta da chiarire il ruolo della profondità del fondale nel calcolo dei coefficienti di riflessione così determinati.

Nel prosieguo verranno eseguiti nuovi test di laboratorio dopo aver modificato sia la pendenza del paramento della struttura, che la profondità del fondale al piede.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bakker, P., van den Berge, A., Hakenberg, R., Klabbers, M., Muttray, M., Reedijk, B., & Rovers, I. Development of concrete breakwater Armour Units. Coastal, Estuary and Offshore Engineering Specialty Conference, Moncton, Nouveau-Brunswick, Canada: Canadian Society for Civil Engineering, 2003.
- Calabrese, M., Buccino, M., Ciardulli, F., Di Pace, P., Tomasicchio, R., & Vicinanza, D. Wave run-up and reflection at rubble mound breakwaters with Ecopode armor layer. Coastal Engineering Proceedings, 1(32), structures-45, 2010.
- Buccino, M., Calabrese, M., Ciardulli, F., Di Pace, P. & Tomasicchio, G.R. One layer concrete armor units with a rock-like skin: wave reflection and run-up. Journal of Coastal Research, Special Issue 64. 469-473, 2011.
- Damiani, L., Petrillo, A. F., Ranieri, G. Il Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa Delle Coste - Politecnico di Bari. Studi Costieri, Vol. 5: 107-134, 2002.
- Goda, Y., Suzuki, Y. Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments. Proceedings of 15th International Conference on Coastal Engineering, 828-841, 1976.
- Muttray, M., Oumeraci, H., ten Over, E. Wave reflection and wave run-up at rubble mound breakwaters, ASCE, Proceedings of 30th International Conference on Coastal Engineering, San Diego, California, USA, 2006
- Pratola, L. Studio dell'interazione tra moto ondoso e strutture marittime mediante modellazione fisica. Tesi di dottorato, Politecnico di Bari, 2014

ANTROPIZZAZIONE COSTIERA E POSIZIONE DELLA LINEA DI RIVA: LA SPIAGGIA DI SAN LEONE (AGRIGENTO)

Salvatore Viola ¹, Giorgio Manno ¹, Carlo Lo Re ¹, Massimiliano Monteforte ¹, Giuseppe Ciraolo ¹

(1) Università degli studi di Palermo, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale dei materiali (DICAM), Università degli studi di Palermo, Viale delle Scienze Edificio 8, 90128 Palermo.

ASPETTI CHIAVE:

- Antropizzazione costiera e fluttuazione della linea di riva.
- Evoluzione storica della linea di riva in una spiaggia mediterranea.
- Confronto del run-up calcolato con il run-up osservato da video-monitoraggio.

1 INTRODUZIONE

Nell'ultimo secolo, il sistema costiero mediterraneo ha subito un fortissimo processo di antropizzazione che ha modificato le caratteristiche naturali e ambientali del territorio. Anche in Sicilia l'ampio sviluppo antropico lungo la fascia costiera ha contribuito alle grandi trasformazioni fisiche di quest'ambiente così "fragile", coinvolgendo soprattutto le spiagge.

Nonostante le aree costiere siano in larga parte interessate da specifici strumenti di tutela, anche a livello europeo, sono attualmente gli ambienti maggiormente minacciati. Tale effetto è stato causato negli ultimi decenni dalla mancata programmazione, pianificazione e gestione delle aree costiere e, in particolare, delle spiagge. Il risultato è una modifica delle dinamiche naturali con conseguenti disequilibri sedimentologici che possono facilmente trasformarsi in fenomeni erosivi. Le dinamiche dei litorali oltre a dipendere dalle azioni dirette e indirette, naturali e antropiche, sono strettamente connesse all'azione del mare (moto ondoso, maree, correnti superficiali e profonde, ecc.).

Il fenomeno che più sintetizza e spesso rappresenta pienamente la *criticità* dell'effetto sinergico di molte delle attività umane, è dato dalla perdita di spiaggia e dal conseguente arretramento dell'indicatore morfologico "linea di riva". La variabilità spaziale e temporale di tale indicatore, essendo strettamente legata alla tendenza evolutiva della spiaggia, è diventata oggetto di numerosi studi costieri.

In questo lavoro viene descritto un metodo di studio applicato al monitoraggio di una spiaggia dalle particolari caratteristiche dinamiche, causate proprio dal crescente sviluppo antropico avuto negli ultimi 50 anni. Il caso studio è la spiaggia di San Leone (37°15'41"N 13°35'20"E) appartenente all'Unità Fisiografica n.10 e localizzata a sud della città di Agrigento, tra le foce del fiume Akragas a NW e la foce del fiume Naro a SE (Fig. 1). Dagli anni '70 ad oggi, la spiaggia è stata oggetto di molti cambiamenti che hanno prodotto disequilibri nelle dinamiche litoranee che si sono evidenziate nel tempo attraverso avanzamenti e/o arretramenti della linea e aree ad alta criticità da erosione.

La spiaggia sabbiosa di San Leone non è un caso unico ma piuttosto rappresenta le condizioni in cui oggi si trovano diverse spiagge antropizzate, nelle quali le forti oscillazioni della linea di riva sia nel lungo (ultimi decenni) che nel breve periodo (stagionali), indicano grandi variabilità dei fenomeni fisici connessi.

2 IL METODO

Le dinamiche litoranee della spiaggia di San Leone, sono state studiate attraverso l'analisi degli spostamenti della linea di riva. Per tale studio sono state necessarie sia le immagini aeree storiche, sia le immagini registrate da un sistema di video-monitoraggio (SVM) installato proprio sulla spiaggia.

Il valore aggiunto del metodo descritto è stato quello di osservare e studiare, in modo multidisciplinare, le dinamiche della spiaggia. Tale approccio ha consentito non solo il confronto tra i risultati analitici ottenuti dalle immagini, ma anche permesso di confrontare quest'ultimi con quelli ottenuti da uno studio idraulico-marittimo. In fase preliminare oltre alla raccolta di tutti i dati disponibili comprendenti cartografie, immagini aeree, dati relativi ai parametri d'onda e al paraggio costiero, è stato necessario omogeneizzare e ordinare tutti i dati in ambiente GIS.



Figura 1. a) Localizzazione geografica della spiaggia di San Leone (Agrigento). b) strutture antropiche realizzate nel periodo compreso tra il 1970 e il 1998.

Per comprendere le dinamiche attuali e conoscere le pericolosità connesse, è stata ricostruita l'evoluzione storica della spiaggia attraverso l'analisi diacronica della posizione della linea di riva. L'analisi è stata realizzata con un'estensione di ESRI ArcGIS, v.10 nota come DSAS (*Digital Shoreline Analysis System*, realizzata dalla U.S. Geological Survey) (Thieler et al., 1994, 1996). L'analisi ha riguardato un intervallo di tempo compreso tra il 1970 e il 2013 (36 anni). Il confronto di queste immagini ha consentito anche la ricostruzione storica delle strutture costiere realizzate (Fig. 1).

Per ciascun anno, rappresentato da una differente immagine aerea, è stata quindi localizzata la linea di riva, utilizzando come indicatore la linea *wet/dry* (Manno et al., 2014). Una volta ricostruite le modifiche morfologiche della spiaggia, sono stati analizzati i dati registrati da un impianto di video-monitoraggio (Fig. 2), installato proprio in una zona particolarmente critica, nella quale sono stati riscontrati i maggiori arretramenti della linea di riva. Tale impianto è installato a San Leone ed è in grado di riprendere un tratto di costa di 150 m, sottoposto a forti oscillazioni della linea di riva. La stazione di ripresa è costituita da due unità di acquisizione (fotocamere reflex) ed elaborazione di immagini poste a 15 m di altezza, in modo da poter ricavare immagini dettagliate e leggibili per tutto il tratto interessato al monitoraggio. Il sistema di video-monitoraggio è stato installato e collaudato nei giorni 19 e 20 Dicembre 2014 e si localizza su un palo della strada litoranea vicino il lido balneare "Oceano Mare".

L'analisi delle immagini registrate da tale impianto ha permesso l'individuazione delle mareggiate più "significative" avvenute nel periodo invernale del 2015. Note le date e gli orari di ogni immagine, sono stati quindi identificati per ogni mareggiata i relativi parametri d'onda a largo. Tali parametri sono stati estratti dal dataset di rianalisi del progetto ERA-Interim dell'European Centre for Medium-Range Weather Forecasts (ECMWF).

I parametri d'onda a largo per ogni mareggiata sono stati utilizzati per lo studio idraulico necessario alla stima del *run-up*. La propagazione delle onde da acque profonde ad acque basse è stata ottenuta per mezzo del modello spettrale Delft3D prodotto dalla Deltares (NL). Per l'uso di questo modello, è stata realizzata appositamente una griglia di calcolo con maglie quadrilatera a dimensione variabile (area totale della griglia 10.000 m²), per garantire maggiore dettaglio di calcolo nella zona vicina alla linea di riva.

Ottenute l'altezza d'onda significativa, il periodo di picco e la direzione media di propagazione in acque basse, è stato possibile calcolare e confrontare il *run-up* (Manno et al., 2014) sia con la nota formula di Nielsen e Hanslow (1991) sia attraverso un modello numerico alla Boussinesq (Lo Re et al., 2012). I *run-up* così calcolati sono stati infine confrontati con quelli stimati qualitativamente dall'analisi delle immagini istantanee acquisite dal sistema di video-monitoraggio. Per ricostruire le variazioni lineari ed areali, della spiaggia di San Leone avvenute durante diverse mareggiate, è stato realizzato un modello di analisi vettoriale su base informatizzata in ambito GIS che ha previsto l'utilizzo di immagini ad alta risoluzione. L'elaborazione dei dati è stata eseguita grazie al software Erdas, che ha eseguito una correzione polinomiale del primo ordine degli errori, consentendo una perfetta coincidenza delle immagini, scattate in istanti diversi. Le immagini geo-riferite sono state sovrapposte in ambiente GIS e per ognuna di esse è stata individuata (limite *wet/dry*) e disegnata la corrispondente linea di riva. In questo modo sono state ottenute diverse linee, ognuna delle quali riferita al giorno e all'ora dell'acquisizione dell'immagine (Fig. 3).



Figura 2. a) localizzazione del sistema di video-monitoraggio installato su un palo dell'illuminazione vicino al lido Oceano Mare; b) immagine istantanea acquisita da una delle due fotocamere SVM il 16 febbraio 2015 alle ore 16.28.

La sovrapposizione delle immagini e, dunque, delle diverse linee di riva ha permesso il riconoscimento e la stima della fluttuazione della linea di riva. La stima degli arretramenti e/o avanzamenti è stata eseguita prendendo in considerazione una linea di riferimento (*baseline*) e dei transetti ortogonali ad essa, disposti tra loro parallelamente ed a distanza costante.

Una volta stimate le fluttuazioni della linea di riva per ogni mareggiata, è stato possibile confrontarle con i valori calcolati di *run-up*.



Figura 3. Differenti linee di riva digitalizzate in condizioni di mareggiata. L'immagine sulla quale sono mostrate le linee di riva è stata ripresa il 15 febbraio 2015 ed è stata assunta come rappresentativa di "condizioni di mare calmo".

3 CONCLUSIONI

La spiaggia di San Leone è una delle tante spiagge siciliane bagnate dal Mar Mediterraneo che, avendo subito una forte pressione antropica, ha modificato le proprie dinamiche costiere.

L'evoluzione della spiaggia è stata fortemente controllata dalle strutture marittime realizzate nel corso degli anni. Infatti dal 1970 ad oggi la realizzazione della struttura portuale e delle successive opere realizzate a protezione della spiaggia, hanno mutato gli equilibri sedimentari e di conseguenza la morfologia della spiaggia.

L'analisi storica della linea di riva svolta con le immagini aeree, ha evidenziato alcune zone della spiaggia con forti arretramenti, anche dell'ordine di 8 m/anno, producendo una considerevole perdita di sedimento e dunque di arenile disponibile per scopi turistici e ricreativi. Anche gli apparati dunali, naturali serbatoi di sedimento, subendo la forte pressione antropica, sono stati ridotti al punto che in alcuni tratti sono del tutto assenti e non possono più svolgere la loro funzione di ripascimento naturale.

L'analisi delle immagini riprese dal sistema di video monitoraggio ha permesso di individuare e stimare gli spostamenti della linea di riva relativi alle mareggiate invernali del 2015. Il confronto di tutte le linee di riva digitalizzate dalle immagini SVM, ha permesso di riscontrare forti fluttuazioni corrispondenti all'evento della mareggiata e minori fluttuazioni nei momenti pre-mareggiata.

Il *run-up* calcolato sia con la formula empirica che con il modello alla Boussinesq ha fornito valori di risalita d'onda da mareggiata mediantemente di 5.45 m. Il confronto tra i valori di *run-up* calcolati con lo studio idraulico e quelli qualitativi ottenuti dalle immagini, ha mostrato una buona corrispondenza. In particolare, sono stati confrontati i valori medi qualitativi della fluttuazione percentuale della linea di riva, con i valori numerici del *run-up*, ed è stato trovato un coefficiente di determinazione r^2 compresi tra 0.26 e 0.53.

Il lavoro potrà essere sviluppato con ulteriori ricerche indirizzate all'ortorettifica delle immagini e dei relativi rilievi topografici da eseguire per minimizzare gli errori geometrici.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Lo Re, C., Musumeci, R.E., Foti., 2012. A shoreline boundary condition for a highly nonlinear Boussinesq model for breaking waves, *Coastal Engineering*, 1(32), 41-52.
- Manno G., Lo Re C., Monteforte M., Ferreri G.B., 2012. Confronto fra valutazioni del *run-up* fatte con un modello matematico e una formula empirica con misure di campo. Atti del XXXIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Brescia, 10-14 settembre (ISBN 978-88-97181-18-7).
- Manno, G., Ciraolo, G., Lo Re, C., Monteforte M., Ferreri G.B., 2014. Analisi diacronica della linea di riva del litorale agrigentino (San Leone). In atti del convegno Giornate di Studio AIOM - La modellistica a supporto dell'Ingegneria marittima, Palermo, 7-8 novembre.
- Nielsen, P., Hanslow, D.J., 1991. Wave run-up distributions on natural beaches. In *Journal of Coastal Research*, Vol. 7, pp. 1139-1152.
- Thieler, E.R., Danforth, W.W., 1994. Historical shoreline mapping (I): Improving techniques and reducing positioning errors. In *Journal of Coastal Research*, 10(3), pp. 549-563.
- Thieler, E.R., Danforth, W.W., 1994. Historical shoreline mapping (II): Applications of the Digital Shoreline Mapping and Analysis Systems (DSMS/DSAS) to shoreline change mapping in Puerto Rico. In *Journal of Coastal Research*, 10(3), 600-620.

FIRST RESULTS ON THE MONITORING OF THE FULL-SCALE OF THE REWEC3 DEVICE IN THE PORT OF CIVITAVECCHIA

Felice Arena¹, Vincenzo Fiamma¹, Valentina Laface¹, Giovanni Malara¹ & Alessandra Romolo¹

(1) Natural Ocean Engineering Laboratory (NOEL), Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria, Loc. Feo di Vito, 89122 Reggio Calabria

KEY POINTS

- The Resonant Wave Energy Converter 3 (REWEC3) is a wave energy converter belonging to the family of Oscillating Water Columns (OWCs). It comprises an oscillating water column and an air pocket connected to a turbine, as for traditional OWCs. In addition, it has a small vertical U-shaped duct used for connecting the water column to the open wave field. Because of this particular geometrical configuration, it is also known as U-Oscillating Water Column (U-OWC).
- During the past decade, small scale field experiments and theoretical analyses proved its potential for full scale applications. Currently, a full-scale prototype is working in the port of Civitavecchia, where a REWEC3 has been constructed within the context of a major port enlargement.
- This paper shows the first results of the monitoring activity conducted during the month of November of a single chamber equipped with pressure gauges. The results show the performance of the REWEC3 in wind-generated seas having a significant wave height of about 2-3m.

1 Introduction

The OWC is one of the most studied and developed type of wave energy converters and is one of the few to have reached the stage of full-scale plant. Over the years, several operative prototypes were constructed and tested in near-shore locations. For instance, the LIMPET (installed in 2000 on the island of Islay and designed for a rated power of 500 kW) (Heath, 2000), the Pico (built in the island of Pico in the Azores, Portugal, and designed for a power of 400kW) (Falcao, 2000; Taylor, 1998), the OSPREY (at Dounreay in the North of Scotland and designed for a power of 1MW), the Oceanlinx MK3 (in Australia, designed for a power of 1MW), the Vizhinjam OWC (built in India and designed for a power of 150 kW), and Mutriku, in Spain, with an installed power of 296 kW in 16 chamber with turbo-generator sets with a rated capacity of 18.5 kW. A broad view on the subject was given by Falcão and Henriques (2015). During the past decade, Boccotti (2003) proposed a OWC-type wave energy harvester, named either U-OWC or REWEC3. This device comprised a water column, an air pocket and a small U-duct connecting the water column to the open wave field. Its first work discussed a small scale field experiment pertaining to a U-OWC integrated into a submerged caisson. The working principle of this plant is the following: the wave pressure acting at the U-duct opening induces water column oscillations. Such oscillations are exploited by a turbine located in the U-duct. He proved that this kind of device is able to reach the resonance condition with the incident waves and that the eigen-period of the plant can be conveniently tuned by controlling this air pressure. In this context, the air pocket plays the role of a “controlled” spring.

A subsequent application of this working principle was proposed also by Boccotti (2007). In this second device, the U-OWC was integrated into a classical vertical breakwater (the integrated system is the REWEC3). The most relevant difference between these devices relates to the fact that the second configuration comprises a turbine at the top of the air chamber and that the eigen-period of the plant is tuned at the design stage by properly designing the U-duct.

Theoretical and experimental analyses were conducted on this particular device. Specifically, Boccotti (2007) defined the theoretical framework for estimating the system response to a train of incident waves. He showed that the REWEC3 dynamics can be described via a differential equation comprising nonlinear terms including head losses occurring into the U-duct. The open wave field was described via a simplified representation involving a modulated train of reflected waves, whose amplitude is determined by an iterative procedure maximizing a ratio between the average wave power and average energy per unit length. This model was verified by Boccotti *et al.* (2007) via a small-scale field experiment.

Further analyses on the REWEC3 device were proposed by Arena *et al.* (2013, 2014), Malara and Arena (2013) and Strati *et al.* (2016). These works were concerned with novel theoretical models describing water

column oscillations, with small-scale field experiments and with Power-Take-Off (PTO) control.

The first full-scale prototype is under construction in the port of Civitavecchia (Rome, Italy). The general characteristics of the plant were disseminated by *Arena et al. (2013)*, while preliminary estimated performances were discussed by *Arena et al. (2014)* starting from recorded wave buoy data.

A monitoring of a pair of REWEC3 chambers is carried out since November 2015. The objective of this paper is to show the results of the monitoring activities. Specifically, the paper provides a general overview on the Civitavecchia plant, a specific dissemination of the characteristics of a single REWEC3 caisson. Then, the monitoring system is described and the results pertaining to sea states ranging between 2 – 3 m are shown.

2 Characteristics of the plant

This section provides a description of the REWEC3 plant installed in Civitavecchia. First, a general overview on the location of the REWEC3 within the port infrastructure is proposed. Then, the specific configuration of a single caisson is provided. In this regard, note that the description is restricted to the specific monitored caisson.

2.1 General overview of the Civitavecchia project

The port of Civitavecchia is the major port of Rome and is a key nodal point for the movement of goods and people in the Italian context. Recently, the Port Authority of Civitavecchia decided to upgrade its infrastructure and adopted the REWEC3 technology for the newly constructed caisson breakwaters. Fig. 1 shows a comparison between the past port configuration, in 2011, and a prospect of the new port after the completion of the works. The REWEC3 is implemented in the breakwaters protecting the new docks (red circles).

The breakwater protection comprises about 27 caissons, in which 17 are of a REWEC3 type. Fig. 2 shows the location the REWEC3. The figure shows a distinction between two kinds of REWEC3 caissons. Both caissons have the same geometrical characteristics of the wave beaten side of the structure. That is, they have the same U-Oscillating Water Column. But a different configuration of the stabilizing elements. The 8 caissons comprise a traditional caisson, while the 9 caissons are horizontal composite breakwaters. Thus, the formers have a U-OWC introduced into a simple vertical breakwater. The latters have a U-OWC embodied into a small concrete caisson that is placed side by side to an embankment.

The total REWEC3 breakwater length is 578m, where 272m are traditional REWEC3 caissons and 306m are horizontal composite REWEC3 caissons. Each caisson comprises 8 independent chambers. So that, the entire plant includes 136 chambers.

The monitoring activity considers one REWEC3 caisson of the “traditional” type (blue REWEC3 in Fig. 2). Specifically, the fourth caisson has been monitored. This caisson is shown in Fig. 3 and labelled as “IV”.

3 Initial Results from full-scale data

On November 7th 2015, all the instrumentations were completely installed and the U-duct was opened at -2m below the mean water level (the design depth). In this regard, note that during the construction stage the water column was not connected to the open wave field, thanks to the use of an external wall emerging from the m.w.l.. Only after the completion of the caisson, the U-duct was opened via wire-diamond, which has been used to “saw” the external wall at the desired level. The first sea storm with significant wave height larger than 1m occurred from November 20th to November 22nd 2015. The processed sea states belong to this particular event.

The performance of the REWEC3 caisson is investigated from the specific energy-wise perspective. Specifically, the analysis focuses on the plant capability of absorbing wave energy. For this purpose, the investigated sea states have a significant wave height between 2m and 3m. This particular interval is considered since it is associated to seas propagating annually the most relevant fraction of incident wave

power. Moreover, this particular seas include the design sea states utilized for tuning the eigen-period of the water column oscillations.

The typical recorded frequency spectra were single-peaked, as for typical wind-generated seas.

A specific time history is shown in Fig. 4. The record shows the REWEC3 response recorded at 07:00. The records pertain to the second chamber of the REWEC3 caisson. The upper panel shows water pressure recorded by wave gauge N. 8 at the top of the U-duct opening and the displacement of the inner water surface ξ . It should be noted that ξ is vertical distance from the top of the air chamber.

Finally, the time histories of the two wave pressure transducers inside the water column (the N. 9 and the N. 11) are represented. They are fundamental in the calculation of the acceleration of the water column and, thus, in the computation of the inner water surface ξ .

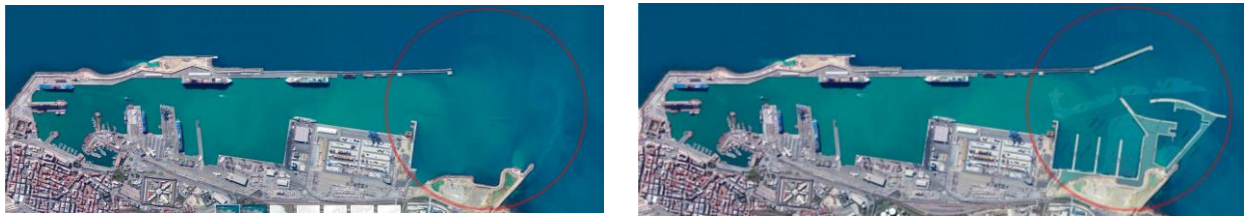


Figure 1. The Port of Civitavecchia in 2011 (left panel) and after the building of the new dock (right panel).

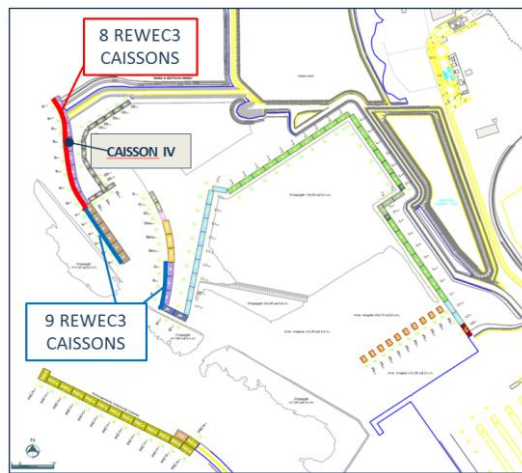


Figure 2. Location of the REWEC3 caissons in the new dock.



Figure 3. Photo of the REWEC3 caissons taken in May 2015 from the port-side. Monitored caisson is "caisson IV".

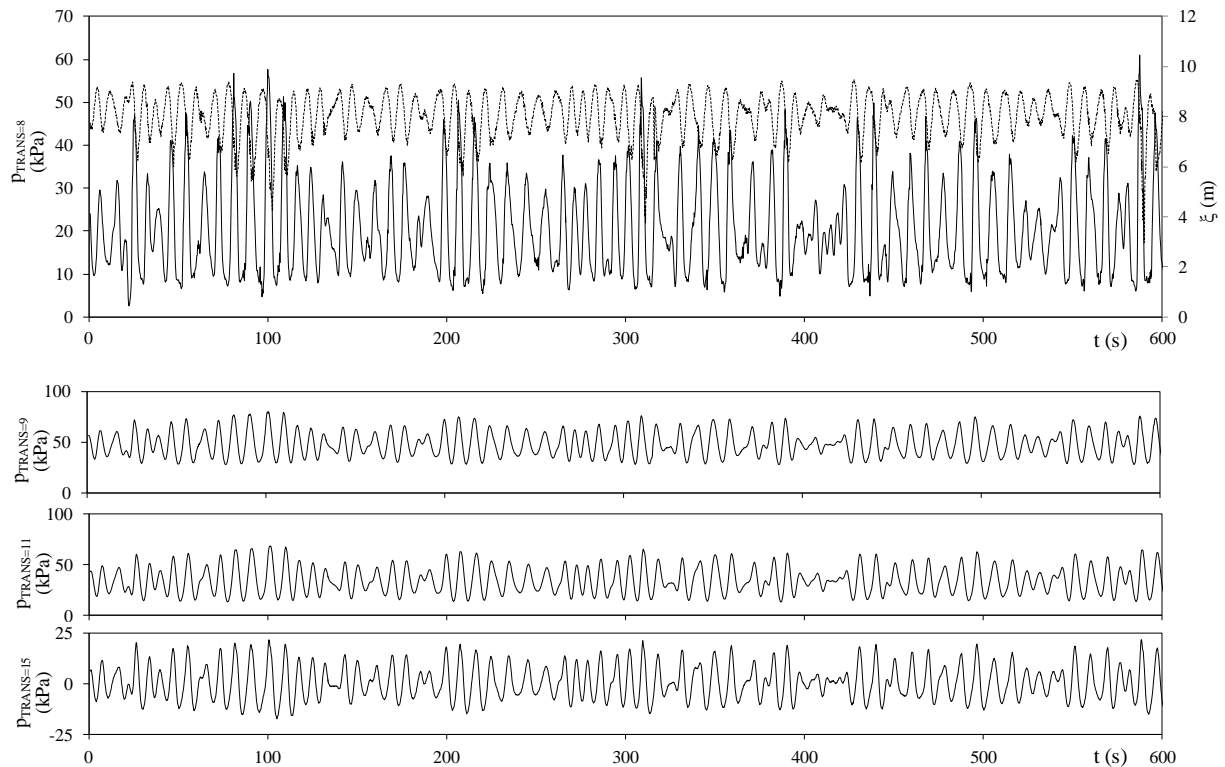


Figure 4. Upper panel: the time history of the water pressure on the upper opening of the REWEC3 recorded by wave gauge N.8 (continuous line) and the displacement ξ of the inner water surface (dotted line). Lower panels: time histories of the wave pressures recorded by pressure transducers n. 9 and 11, respectively and of air pressure (wave gauge n.15).

The performance of the plant is evaluated via the absorption coefficient (C_a), defined as the ratio between the average absorbed wave power and the average incident wave power. Such a coefficient is calculated according to the procedure proposed by Boccotti et al. (2007).

4 Concluding remarks

The first results of the monitoring on a full-scale prototype of Resonant Wave Energy Converter 3 (REWEC3). This device has been constructed in the port of Civitavecchia, which is the major port of Rome (Italy). The entire REWEC3 infrastructure comprises 17 caissons, each including 8 independent chambers. The monitoring has been carried out on a pair of chambers, which have been adequately equipped with wave gauges used for getting information on the absorption capability of the device and a parallel wave buoy system used for getting relevant data on the incident wave field.

The monitoring activity involves data of a storm occurred on November 20th-22nd 2015.

The performance of the REWEC3 has been investigated by relying on the absorption coefficient, defined as the ratio between the average absorbed wave power and the average incident wave power. The results show that the REWEC3 has absorbed up to 90% (and more) of the incident wave power! The best performance occurred during a sea state quite close to the design condition, in which the REWEC3 is designed for reaching the resonance condition.

The future direction of this activity considers the monitoring of a chamber equipped with a Power-Take-Off (PTO), with the objective of measuring the electrical energy produced by the plant. In this context, the opportunity of implementing traditional as well as novel technologies will be investigated.

ATTIVITÀ SPERIMENTALE IN MARE SU UN MODELLO IN Scala 1:30 DI UN SUPPORTO GALLEGGIANTE PER TURBINA EOLICA OFFSHORE DI TIPO SPAR

Carlo Ruzzo¹, Felice Arena¹, Vincenzo Fiamma¹, Giuseppe Failla¹, Maurizio Collu² & Vincenzo Nava³

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Energia, dell'Ambiente e dei Materiali (DICEAM) dell'Università Mediterranea degli Studi di Reggio Calabria; (2) Cranfield University, Cranfield, United Kingdom; (3) Tecnalia Research & Innovation, Energy and Environment Division, Bilbao, Spain.

ASPETTI CHIAVE

- L'attività sperimentale descritta ha lo scopo di investigare la fattibilità dell'identificazione dinamica a costi contenuti di strutture galleggianti in mare piuttosto che in vasche ondogene.
- L'attività riguarda un modello in scala 1:30 dell'OC3-Hywind Spar. Il fattore scala relativamente grande ottenuto in mare consente di rispettare la similitudine di Froude per le forze idrodinamiche.
- I risultati fino ad ora raccolti forniscono informazioni sul comportamento dinamico dello spar e sono incoraggianti in ottica dell'identificazione in opera di strutture galleggianti.

1 INTRODUZIONE

Nel panorama mondiale delle fonti energetiche rinnovabili, l'eolico offshore si presenta come una delle alternative più promettenti per lo sviluppo a breve, medio e lungo termine. Parchi eolici offshore su profondità del fondale relativamente basse sono già in uso, ma si ritiene che lo spostamento verso il largo, dunque su fondali più profondi, possa portare vantaggi rilevanti in termini di aumento della produzione energetica e di riduzione dell'impatto ambientale. Tuttavia, superata una determinata soglia di profondità del fondale, stimata pari a circa 70-80 m (Collu *et al.*, 2010), l'utilizzo di supporti fissi, come quelli attualmente adottati, diventa economicamente non vantaggioso e sorge la necessità di sviluppare idonee alternative galleggianti. Molte soluzioni sono state proposte e comparate (Lefebvre & Collu, 2012; Failla & Arena, 2015) e tra queste il supporto di tipo spar sembra essere particolarmente vantaggioso per profondità superiori ai 120 m.

Concettualmente lo spar è un cilindro cavo, la cui posizione d'equilibrio è verticale grazie all'utilizzo di zavorra nella parte inferiore e il cui posizionamento è garantito da un ancoraggio flessibile, ad esempio mediante catene. Il primo prototipo di turbina eolica galleggiante con supporto di tipo spar è stato l'Hywind Demonstration Project. L'Hywind è stato installato nel 2009 da Statoil Hydro a largo della costa sud-occidentale della Norvegia, su un fondale profondo circa 200 m e supporta una turbina eolica offshore di 2.3 MW. Il successo di questo progetto ha determinato un certo interesse nei confronti di questa tipologia strutturale e varie proposte sono state avanzate (Sethumaran & Venugopal, 2013; Matha *et al.*, 2014), tra cui assume particolare rilievo l'OC3 Hywind Spar buoy (Jonkman, 2010), progettato per supportare la turbina eolica offshore NREL-5 MW (Jonkman *et al.*, 2009).

Nonostante l'esperienza con i supporti galleggianti maturata nel settore petrolifero, lo studio approfondito della loro dinamica del moto si rende necessario per la destinazione d'uso eolica perché i requisiti e le condizioni di esercizio sono radicalmente diversi, ad esempio in termini di rapporto tra masse e rigidità, di tipologie di forze sul supporto, di moti ammissibili, etc. Gli esperimenti in scala ridotta, fondamentali per portare avanti questo studio, vengono realizzati solitamente in vasche artificiali, equipaggiate per ricostruire le condizioni ondose rilevanti per la struttura (Skaare *et al.*, 2007; Myhr *et al.*, 2011). Sebbene molto attendibili, queste attività presentano alcuni svantaggi, quali la limitatezza delle dimensioni delle vasche, che ha ricadute sul fattore di scala da adottare, e gli elevati costi, che solitamente comportano durate molto brevi per le attività.

L'attività descritta in questo lavoro si pone il duplice obiettivo di investigare le caratteristiche dinamiche dell'OC3-Hywind e di dimostrare la fattibilità dell'identificazione dinamica a basso costo di supporti galleggianti, attraverso attività sperimentali condotte in mare su modelli a scala intermedia. In particolare, un modello in scala 1:30 dell'OC3-Hywind e della turbina eolica offshore NREL-5 MW a rotore fermo è stato progettato, costruito e installato davanti al lungomare di Reggio Calabria nel Natural Ocean Engineering

Laboratory (NOEL). Gli spostamenti del modello nei sei gradi di libertà e gli stati di mare corrispondenti sono stati registrati attraverso apposite stazioni di misura e i risultati sono stati utilizzati per procedere all'identificazione del modello.

2 DESCRIZIONE ATTIVITÀ SPERIMENTALE

2.1 Scelta della località

La località scelta per le prove, grazie alle particolari caratteristiche geografiche e di vento, garantisce durante determinati mesi dell'anno la realizzazione, con sufficiente regolarità, di stati di mare composti da pure onde di vento (spettro simile al JONSWAP) con altezze significative comprese tra i 0.20 e i 0.40 m e periodi di picco tra gli 1.8 e i 2.6 s circa, ottimali per la rappresentazione in scala 1:30 e similitudine di Froude delle condizioni ondose estreme per il progetto della struttura. Allo stesso tempo, stati di mare misti composti da onde di vento e onde di mare lungo sovrapposte, rare mareggiate locali con altezze significative oltre i 50 cm e periodi di calma quasi assoluta consentono di investigare la risposta del modellino in un ampio spettro di sollecitazioni ondose, il che è molto utile per procedere all'identificazione.

Di contro, le condizioni ondose non sono controllabili, il che rende inutilizzabili i metodi classici di identificazione, e le mareggiate locali possono costituire una minaccia per la resistenza strutturale del modellino, che va sovradimensionata rispetto alla struttura a vera scala. Infine, il fondale inclinato costituisce un ostacolo per la rappresentazione dei sistemi di ancoraggio con catene, che usualmente sono progettati per fondali orizzontali.

2.2 Progettazione del modello in scala

La prima parte dell'attività ha avuto come oggetto la progettazione e l'installazione del modello. La descrizione per esteso di questa fase è riportata in *Ruzzo et al.* (under revision,a).

La modellazione numerica della struttura a vera scala, è stata effettuata attraverso il software commerciale ANSYS AQWA e seguendo lo stesso approccio di *Jonkman* (2010) ed è servita come supporto alla progettazione. Sfruttando il vantaggio di poter lavorare in mare, il fattore di scala è stato scelto in modo tale che le caratteristiche idrodinamiche del modellino (drag e inerzia) fossero rappresentative della struttura a vera scala. Modelli più piccoli, infatti, porterebbero ad alterazioni dei coefficienti idrodinamici come mostrato in *Ruzzo et al.* (under revision,a).

Lo scafo è stato progettato in modo tale da rispettare la similitudine di Froude con l'OC3-Hywind in termini di masse, dimensioni geometriche e posizione del baricentro e allo stesso tempo per resistere agli stati di mare estremi locali. Per ottenere questi due obiettivi, lo spessore strutturale del cilindro d'acciaio è stato maggiorato e il conseguente innalzamento del baricentro dovuto alla riduzione del peso della zavorra è stato controbilanciato, sostituendo la zavorra originale di acque e rocce con dei dischi di acciaio all'interno della parte inferiore dello scafo. Gli ancoraggi sono stati progettati ad hoc per il fondale locale inclinato, non potendosi scalare quelli della struttura a vera scala, progettati per fondale orizzontale. Le principali fasi dell'installazione del modello sono riportate in Figura 1 mentre le sue caratteristiche geometriche e di massa più rilevanti sono mostrate in Tabella 1.

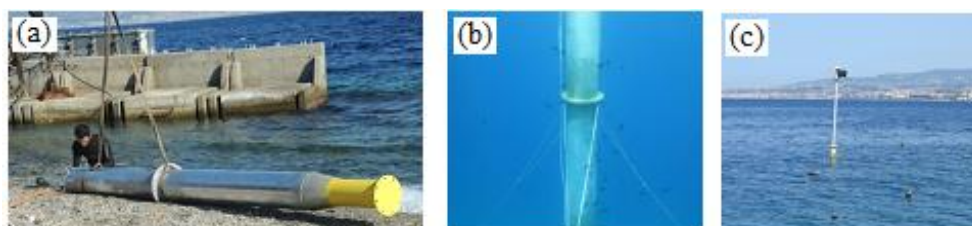


Figura 1. Fasi di installazione dello spar: nel pannello (a) è mostrato lo scafo cilindrico prima del varo, nel pannello (b) la foto subacquea dello scafo installato e ancorato con le catene, nel pannello (c) una vista aerea dell'intero supporto con torre installata e strumentata in opera.

Caratteristiche struttura	OC3-Hywind (1:1)	Modello in scala (1.30)
Profondità del fondale	200 m	6.90 m (spar)
Altezza totale scafo	130 m	4.334 m
Pescaggio	120 m	4.001 m
Diametro cilindro	6.50 – 9.40 m	0.217 – 0.313 m
Altezza torre	80 m	2.60 m
Massa totale spar con turbina	$8.066 \cdot 10^6$ kg	296.2 kg
Altezza chiglia-baricentro	42.00 m	1.381 m
Momenti d'inerzia I_{xx}, I_{yy}	$6.803 \cdot 10^{10}$ kgm ²	$2.976 \cdot 10^3$ kgm ²
Momento d'inerzia I_{zz}	$1.916 \cdot 10^8$ kgm ²	4.861 kgm ²
Massa lineare catene	145 kgm ⁻¹	0.159 kgm ⁻¹
Pretensione linee di ancoraggio	$8.673 \cdot 10^5$ N	25.76 – 31.76 N

Tabella 1. Principali caratteristiche geometriche e di massa della struttura in vera scala e del modello in scala 1:30 realizzato.

3 RISULTATI

A seguito dell'installazione del modellino, i dati registrati sono stati utilizzati per studiare il comportamento dinamico dello spar e l'adeguatezza del modello numerico a coglierne le caratteristiche fondamentali. Non potendosi effettuare prove in condizioni ondose controllate si sono utilizzati gli stati di mare locali per stimare i Response Amplitude Operators (RAOs) della piattaforma che, nell'ipotesi di comportamento lineare, costituiscono la funzione di trasferimento dallo spettro della sollecitazione (spettro ondoso) a quello della risposta in ogni grado di libertà. Per ogni registrazione è stato dunque calcolato lo spettro di frequenza e la direzione di propagazione dominante, lo spettro di risposta del moto nei vari gradi di libertà e poi per ciascuno di essi il RAO, per i soli valori di frequenza con contenuto energetico significativo, utilizzando l'Equazione 1.

$$RAO_{DOF}(\omega) = \sqrt{\frac{S_{DOF}(\omega)}{S_{W,ph}(\omega)}} \frac{\cosh[k(\omega)(d + z_t)]}{\cosh[k(\omega)d]} \quad (1)$$

dove ω è la frequenza, S_{DOF} lo spettro di risposta della registrazione nel grado di libertà considerato, $S_{W,ph}$ lo spettro di frequenza dell'onda del carico di pressione misurato da appositi trasduttori posti alla quota z_t , k il numero d'onda associato alla frequenza ω e d la profondità del fondale. Lo spettro dell'onda del carico di pressione è preferito a quello di superficie, in quanto i trasduttori di pressione garantiscono misure più affidabili e precise di quelle dei misuratori ad ultrasuoni, soprattutto negli stati di mare più intensi dove l'onda di superficie può frangere o incresparsi.

La stima globale del RAO per ciascun grado di libertà è infine ottenuta mediando i risultati dei singoli stati di mare. Il confronto dei risultati ottenuti dall'esperimento con le simulazioni numeriche permette di valutare l'accuratezza del modello numerico e di effettuare delle stime di smorzamento, da confrontare con quelle ottenute dalle prove di decadimento, o free decay tests, realizzate a mare calmo. L'analisi dei risultati relativi al grado di libertà di rollio è stata proposta in *Ruzzo et al.* (under review,b), e il risultato ottenuto è mostrato, a titolo di esempio, in Figura 2.

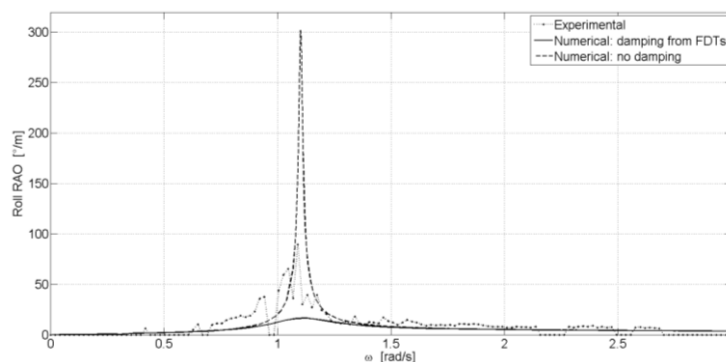


Figura 2. RAOs numerici, con e senza lo smorzamento aggiunto stimato sperimentalmente tramite free decay tests e RAO sperimentalmente per il grado di libertà di rollio (Ruzzo *et al.*, under revision,b) .

4 CONCLUSIONI E LAVORO FUTURO

I risultati ottenuti fino a questo momento sono incompleti per via del campione di registrazioni limitato a disposizione, tuttavia i RAOs sperimentali ottenuti sembrano essere molto promettenti per l'identificazione dinamica del sistema, mentre ancora non è stato possibile ottenere risultati altrettanto soddisfacenti dalle prove di decadimento, per via delle difficoltà di operare a mare calmo. Nei mesi a seguire, l'attività proseguirà con la raccolta di un numero di stati di mare e relativi moti strutturali, sufficienti per tentare di ottenere una stima accurata dei RAOs in tutti e sei i gradi di libertà della struttura, e di risalire alla sua matrice di smorzamento. In parallelo, la realizzazione di nuove prove di decadimento e la loro interpretazione costituirà un importante termine di paragone per la stima degli smorzamenti.

Un successo nell'identificazione delle caratteristiche dinamiche dello spar, oltre al suo valore intrinseco per l'investigazione del comportamento dinamico di questa tipologia strutturale, potrebbe aprire la strada alla modellazione a basso costo di strutture offshore direttamente in mare, che potrebbe costituire una valida alternativa o complemento alle prove nelle vasche artificiali.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- ANSYS®, Academic Research, Release 16.0.
 ANSYS® AQWA, v. 16.0, Help System, Theory Manual, ANSYS, Inc.
 Collu, M., Kolios, A. J., Chahardehi, A. & Brennan, F. P. A comparison between the preliminary design studies of a fixed and a floating support structure for a 5 MW offshore wind turbine in the North Sea. RINA Marine Renewable and Offshore Wind Energy, 2010.
 Lefebvre, S. & Collu, M. Preliminary design of a floating support structure for a 5 MW offshore wind turbine. Ocean Engineering, 2012, 40, 15-26.
 Failla, G. & Arena, F. New perspectives in offshore wind energy. Philosophical Transactions of the Royal Society A, 373, 201480228, 2010.
 Hywind Demo [Online]. Link: www.statoil.com
 Sethumaran, L. & Venugopal V. Hydrodynamic response of a stepped-spar floating wind turbine: numerical modelling and tank testing. Renewable Energy, 2013, 52, 160-174.
 Matha, D., Sandner, F., Cheng, P. W., Campos, A. & Molins, C. Efficient preliminary floating offshore wind turbine design and testing methodologies and application to a concrete spar design. Philosophical transactions of the royal society, A – issue, 2014.
 Jonkman, J., Butterfield, S., Musial W. & Scott G. Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development. Technical Report NREL/TP-500-38060, 2009.
 Jonkman, J. Definition of the floating system for phase IV of OC3. Technical Report NREL/TP-500-48191, 2010.
 Skaare, B., Hanson, T. D., Nielsen, F. G., Yttervik, R., Hansen, A. M., Thomsen, K. & Larsen, T. J. Integrated dynamic analysis of floating offshore wind turbines. Proceedings of the European Wind Energy Conference, Milan, Italy, 7-10 May 2007.
 Myhr, A., Maus, K. J. & Nygaard T. A. Experimental and computational comparisons of the OC3-Hywind and Tension-Leg-Buoy (TLB) floating wind turbine conceptual designs. Proceedings of International Society of Offshore and Polar Engineers (ISOPE), Maui, Hawaii, USA, 19-24 June 2011.
 Ruzzo, C., Fiamma, V., Nava, V., Collu, M., Failla, G. & Arena F. In press. Progress on the experimental set-up for the testing of a floating offshore wind turbine scaled model in a field site. Wind Engineering (under revision,a).
 Ruzzo, C., Fiamma, V., Failla, G., Arena F., Collu, M. & Nava, V. Open-sea 1:30 scale tests on a spar type offshore wind turbine: progress and future work. To be presented at: RENEW2016, 24-28 October 2016, Lisbon, Portugal (under revision,b).

OVERTOPPING BREAKWATER FOR WAVE ENERGY CONVERSION AT NAPLES HARBOR

Pasquale Contestabile, Vincenzo Ferrante, Enrico Di Lauro, Diego Vicinanza

Second University of Naples, Department of Civil Engineering, Design, Building and Environmental. Via Roma n.29, Aversa, Italy.

KEY POINTS

- *A new Wave Energy Converter named Overtopping BReakwater for Wave Energy Conversion (OBREC) is currently under development. A brief report of the previous works and preliminary design of the device in model scale is described.*
- *A prototype of the OBREC located at Naples harbor (Italy) has been installed in 2015. It represents the first overtopping wave energy converter embedded in a rubble mound breakwater. The different construction phases have been described and geometrical details of the pilot cross-section and materials have been illustrated.*
- *An overview of the instrumental apparatus installed in the machine room behind the device is described. It will allow measuring the hydraulic and structural response of the OBREC prototype as well as the performances in terms of energy production.*

1 THE OVERTOPPING BREAKWATER FOR ENERGY CONVERSION (OBREC) – PRELIMINARY DESIGN

The integration of the wave energy converters (WECs) devices into existing or new coastal structures could be a realistic solution to decrease their very high costs. The latter is one of the greatest disadvantages for the future commercialization of these innovative devices (*Vicinanza et al.*, 2014). Nowadays very few WECs integrated into coastal structures defense are developed in full scale but currently no one is in the final commercial stage.

Moving from previous work on Sea-wave Slot Generator (*Buccino et al.*, 2012, 2015), a new device named OBREC (Overtopping BReakwater for Energy Conversion) is under development (*Vicinanza et al.*, 2013, 2014). It consists of a rubble mound breakwater with a reservoir designed to gather the wave overtopping from a slope frontal ramp in order to convert it into potential energy. Water stored in the reservoir produces energy by flowing through low head hydraulic turbines, using the difference in water level between the reservoir and the main Sea Water Level (SWL).

Preliminary model test campaigns on the OBREC were carried out in 2012 and 2014 at the Department of Civil Engineering at the Aalborg University (AAU) in Denmark. In 2012 the test campaign on 2D model scale aimed to estimate the main differences between a traditional rubble mound breakwater and the OBREC. Hydraulic results showed as the integration of the device in a traditional breakwater improves the overall performances (*Vicinanza et al.*, 2014). Overtopping at the rear side of the structures is reduced due the presence of a triangular parapet located on the top of the structure, while reflection coefficients are similar or lower than those measured for traditional breakwaters mainly due the wave absorption into the frontal reservoir. Loading analysis highlights as the prediction formulas from Coastal Engineering Manuals (CEM, 2002) cannot be applied directly on the OBREC for its particular geometrical configuration; thus tentative design formulas were introduced. Tests carried out in 2014 have completed the parametric analysis on geometrical configuration of the device, focusing on the different reservoir width, and the influence of the ramp extension under the sea water level (SWL). In the wave flume, two configurations of the model were tested simultaneously: a flat ramp configuration, consisting of a ramp having an equal slope of the seaward frontal rock area (34°) and a curved ramp configuration, with an arc ellipse shaped ramp.

Different reservoir dimensions with different SWL were tested in order to understand their influence on both the structural and hydraulic responses of the OBREC. Preliminary results of the test campaign carried out in 2014 are given in *Contestabile et al.* (2015), *Iuppa et al.* (2015) and *Di Lauro et al.* (2015).

A complete analysis of the device is going to be published, which will provide a deep understanding of the OBREC performances, including design formulas with the intent to be of a direct use for engineers for full scale prototype design.

2 THE OBREC PROTOTYPE AT THE PORT OF NAPLES

A full-scale prototype of the OBREC has been installed at the port of Naples (Italy) in 2015 (Fig. 1a). The site where the device was installed has an estimated average wave power of 2.5 KN/m. The low occurrences of extreme storm in the specific site reduce the installation and maintenance costs while the operations are generally safer compared with those in other more powerful locations. The 25 m water depth at the toe of the breakwater ensures no breaking condition also for extreme wave condition in the winter season. Long term wave data observation highlights the occurrence of at least one storm with significant wave height of about 4 m each year. The site can be considered, for these reasons, ideal to test a full scale prototype. The aim is to investigate the performances of the prototype not only for the specific sea climate, but also to use it as a large scale laboratory in order to gather usefully data easily exportable for more energetic site.

The OBREC prototype has been embedded in the middle of the San Vincenzo breakwater at Naples harbor in an area of 75 m² replacing part of the armor layer, constituted by holed and grooved concrete cubes of 2 m on each side length and about 12 tons of weight. For specific details of the geometrical configuration of the San Vincenzo breakwater at the port of Naples see *Benassai* (2014). The prototype was integrated in the specific area of the breakwater close to a building, which will be used as working space with control equipment. The prototype (Fig. 1b) consists of two adjacent configurations with different crest freeboards of the frontal ramps: OBREC_RS-Lab (Real Scale Laboratory) and OBREC_NW-Lab (Natural Wave Laboratory) with respectively 1.75 m and 1.0 m of ramp crest freeboard. The total length of the prototype along the breakwater direction is 6 m. The ramps consist of prefabricated structures installed in front of the reservoirs. The ramps cross section is constituted by a double plates: an auxiliary submerged part with an angle of 73° and a length of 80 cm, and an emerged plate with slope angle set at 22°. The weighted average slope of the ramps is therefore 27°, which is comparable with the slope of the seaward breakwater armor layer. Behind the ramp, three vertical walls, with the thickness of 40 cm, define the two adjacent reservoirs. Computational fluid dynamics (CFD) simulations are carried out for the purpose of finding the optimal design parameters of the ramps, considering local wave climate and in-situ conditions of exiting breakwater.

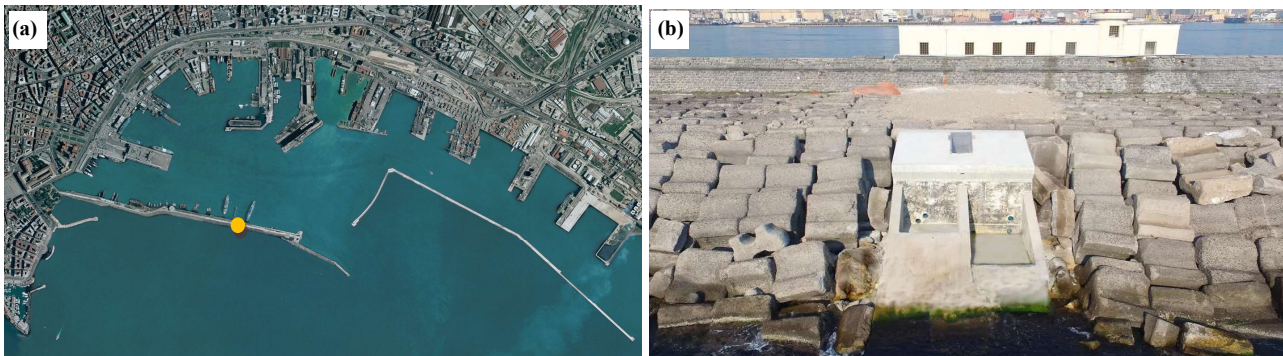


Fig. 1. The panel (a) shows the location of the OBREC prototype at Naples harbor (Italy), the panel (b) shows a frontal view of the OBREC prototype embedded in the San Vincenzo breakwater.

The OBREC_RS-Lab reservoir dimensions are 2.6 m x 2.4 m while the depth from the crest of the ramp is 80 cm. The OBREC_NW-Lab reservoir dimensions are 3.7 m x 2.4 with a depth of 0.3 m from the ramp. With the reservoirs and vertical walls, an engine room with dimensions of 6.0 m x 3.4 m was also cast in situ. A triangular parapet is located on the top of the seaward vertical wall of the engine room in order to reduce the overtopping at the rear side of the structure. The vertical distance between the top of the vertical wall with the sea water level is 3.8 m. The entrance on the machine room is located on the top of the structure allowing, with its dimensions of 0.9 m x 2 m, easy access for technicians and instrumentations. Water stored in the two reservoirs flows in the machinery room via five circular pipes placed in front of the vertical wall: two pipes of $\phi 250$ for each reservoir and an additional one of $\phi 170$ for the OBREC_NW-Lab reservoir.

The construction of the device has been started in July 2015 and the structural works have been completed at the end of September 2015. The works started with the construction of a ramp, made with sand and gravel, at the rear side the seaward armor layer, allowing a mobile crane to reach the top of the breakwater. A total

of 30 Antifers were moved by the mobile crane until reach the sea water level. Part of these artificial blocks were placed on the two side of the pilot and others were positioned at the lower part of the armor layer below the mean water level (MWL). After the Antifers motion, a micropiles drilling rig was positioned on the foundation area in order to install the pilot deep foundation. It consists of 12 concrete micropiles with a length of 10 m and 300 mm of diameter with steel tubular reinforcement of 250 mm. The unusual deep foundation was installed mainly for two reasons: to increase the overall stability of the underlying breakwater and to ensure high safety factor to the prototype stability, especially towards the impact uplift loading that may occur during extreme wave conditions. After the installation of the micropiles, a reinforced slab with thickness of 70 cm for lower reservoir and 120 cm for the higher one was built. The slab represents the base of the two adjacent reservoirs of the OBREC prototype. Once the bottom slab was completed, via the mobile crane the three prefabricated ramp were placed in front of the structure, each adjacent to other, and then fixed and cast with the slab. The last construction step was the machine room and vertical walls construction, each of these also casts in situ. A particular camouflage of the entire device was obtained by means temporary polystyrene mold into which concrete was poured and then applied on the device surface.

3 THE INSTRUMENTATION

In the engine room three low head turbines have been installed in order to convert potential energy into kinetic energy and then into electricity by means of a generator. The total power actually installed is 2.5 KW/m. In the next months an innovative Archimedean Screw Turbine with 8 KW of nominal power is going to be installed. The purpose is to install in future a set of turbines in the engine room for a total of 20 KW. The pilot has been designed as full scale laboratory with a very flexible inflow/outflow structure and easily upgradable electromechanical system.

Wave loading on the different parts of the device will be measured by pressure transducers located on the ramp, base reservoir, vertical seaward wall and on the triangular parapet for both configurations. Loading data will be acquired from the pressure transducers only with significant wave height greater than 3 m. Two wave buoys are moored at the distance of 100 m from the device in order to measure wave parameters. The buoys are named SVPWV (Surface Velocity Program Wave) and derive from the design of drifters used by the Global Drifter Program (GDP), (*Maximenko et al.*, 2013). The GPS (Global Positioning System) technology used for the buoys has been developed by the Lagrangian Drifter Laboratory (LDL) of the Scripps Institution of Oceanography (SIO).

Instrumentation will be installed on the device in order to measure the hydraulic performances of the OBREC. The overtopping rate in the OBREC reservoirs will be measured by means flow meters located in the machine room. Overtopping flows at the rear side of the structure will be measured with a method previously used with success in other full scale experimental tests on breakwaters (*Troch et al.*, 2004, *Briganti*, 2005), which consists of a tank beside the structure gathering the overtopping waves. A meteo station, 2 high resolution video-cameras, 2 webcams and 2 triaxial accelerometers complete the equipment and will provide details on hydrodynamic behaviors and wave-structure interaction.

4 ONGOING RESEARCH

Ongoing studies on OBREC aim to collect and analyze high-quality prototype field data in order to validate the innovative breakwater-WEC. The goal is articulated on various research activities as follow:

1. Detailed analysis “wave by wave”, without scale effects, of correlation between Naples wave climate and overtopping volumes/wave reflection/power production;
2. Comparison of structural loads and dynamic behavior with theoretical prediction and small scale laboratory data;
3. Monitoring different types and configurations of hydro-marine low head turbines, including generator and control system in order to find the best leading technology.

The three years testing will provide also specific criteria for the choice and construction of the device with high level of efficiency and reliability.



Fig. 2. OBREC prototype under wave storm (January 2016). a) wave runup on ramp; b) wave overtop into reservoirs; c) water jet hits on vertical wall and parapet; d) backwash.

ACKNOWLEDGMENTS

The work discussed here is part of the National Operational Programme for "Research and Competitiveness" 2007-2013 (NOP for R&C) founded project PON04a3_00303 titled "DIMEMO-DIga Marittima per l'Energia del Moto Ondoso" (Maritime Breakwater for Wave Energy Conversion).

The work also was partially supported by RITMARE Flagship Project (National Research Programmes funded by the Italian Ministry of University and Research).

Authors gratefully acknowledge the Italian Ministry of Education, University and Research (MIUR) for supporting this innovative research.

REFERENCES

- Benassai E., L'evoluzione delle opere di difesa per il porto di Napoli, *Il giornale dell'ingegnere* n. 2, 2014, (in Italian).
- Briganti R., Bellotti G., Franco L., DE Rouck J. & Geeraerts J., Field measurements of wave overtopping at the rubble mound breakwater of Rome-Ostia yacht harbor, *Coastal Engineering* 52 (12), 2005, pp.1155-1174.
- Buccino, M., Banfi, D., Vicinanza, D., Calabrese, M., Del Giudice, G. & Carravetta, A., Non Breaking Wave Forces at the Front Face of Seawave Slotcone Generators, *Energies*, ISSN 1996-1073, vol. 5, 2012, pp. 4779-4803.
- Buccino, M., Vicinanza, D., Salerno D., Banfi D. & Calabrese M., Nature and magnitude of wave loadings at Seawave Slot-cone Generators, *Ocean Engineering*, ISSN 0029-8018, vol. 95, 2015, pp. 34-58.
- Contestabile, P., Iuppa, C., Cavallaro, L., Foti, E. & Vicinanza, D., Innovative rubble mound breakwaters for wave energy conversion, *Energia, Ambiente e Innovazione*, 2015, 2, 86-95.
- Di Lauro E., Contestabile P., Ferrante V. & Vicinanza D., Wave loading on innovative breakwater integrated wave energy converter, *Proc. 7th SCACR – International Short Conference on Applied Coastal Research*, 1st October, Florence, Italy, 2015.
- Iuppa, C., Contestabile, P., Cavallaro, L., Foti, E., Lykke Andersen, T. & Vicinanza, D., Experimental investigation of rubble mound breakwaters for wave energy conversion, *Proc. of the 11th European Wave and Tidal Energy Conference*, Nantes, France, 2015, pg. 1-7.
- Maximenko, N., Lumpkin, R. & Centurioni, L., Chapter 12 - Ocean Surface Circulation, In *International Geophysics*, edited by S.M. Griffies, J. Gould G. Siedler and A. J.Church, 2013, Academic Press, 283-304.
- Troch, P., Geeraerts, J., Van de Walle, B., De Rouck, J., Van Damme, L., Allsop, W. & Franco, L., Full-scale wave overtopping measurements on the Zeebrugge rubble mound breakwater, *Coastal Engineering* 51, 2004, 609 – 628.
- Vicinanza D., Contestabile P., Hæck Nørgaard J. & Lykke Andersen T., Innovative rubble mound breakwaters for overtopping wave energy conversion, *Coastal Eng.*, 88, 2014, 154–170.

ANALYTICAL THEORY OF THE HYDRODYNAMICS OF A GATE ARRAY ENERGY CONVERTER IN WAVES

Simone Michele ¹, Paolo Sammarco ¹ & Michele d'Errico ¹

(1) Department of Civil Engineering and Computer Science, Università degli studi di Roma "Tor Vergata", Via del Politecnico 1, 00133 Roma, Italy

KEY POINTS

- We consider an array of wave energy converter made of neighbouring flap gates, hydrodynamically coupled.
- An analytical theory of the response to plane incident waves in open sea is developed.
- Resonance of the natural modes increases the available mechanical energy.

1 GENERAL

Research on wave energy production by surface-piercing floating flap gates has undergone a remarkable development in recent years. This is mainly due to the high performance of this device in terms of power extraction (Renzi & Dias, 2013). In this work, we present an analytical model for the behaviour of an array of neighbouring floating flap gates in open sea of constant depth. Solutions for the radiation and scattering potentials are found in terms of Mathieu Functions (McLachan, 1951). Application of Mathieu Functions in fields such as optics and ocean surface waves are discussed in Gutiérrez *et al.* (2003) and Chen & Mei (1973). The Mathieu Functions have been used also by Chatjigeorgiou & Mavrakos (2010) to solve the wave diffraction field by arrays of elliptical cylinders and by Carr & Stelzriede (1951) for the solution of the diffraction problem of waves incident on breakwaters of negligible thickness and finite width. To study the mechanical behaviour of the gates in waves, Renzi & Dias (2013) developed a semi-analytical model of the hydrodynamics of a "thin-gate" by a hypersingular integral equation approach. Michele *et al.* (2015) have extended the integral approach of Renzi & Dias (2013) to multiple array of gates of finite thickness (Sammarco *et al.*, 2013). However, systematic lengthy numerical investigations are necessary to analyse the parametric dependence of the system response. The present analytical findings allow explicit parametrical insight. We consider the response of the array to incident waves of varying frequency and angle of incidence. Both odd and even natural modes of the array can be excited if the waves are not normally incident to the array. The added inertia, radiation damping and exciting torque have explicit expressions. First, the simplest case of a single gate in open sea is considered. A closed formula for the maximum power output is obtained in terms of the radiation potential in the far field: the maximum power output is proportional to the energy flux and wavelength. Consequently, the capture width ratio is inversely proportional to the total width of the gate and the wavenumber. Such a result is of practical interest and could be used in the preliminary design processes to assess the optimal efficiency of the device. Finally, the multiple gate array is compared to the equivalent single gate in terms of energy production. Excitation of the natural modes of the array allows maximization of the capture width ratio.

2 ANALYTICAL SOLUTION FOR THE SCATTERING AND RADIATION PROBLEMS

With reference to Figure 1, consider an array made of Q identical flap "thin-gates" (Renzi & Dias, 2013) in open sea of constant depth h . Let a be respectively the width of each gate, hence $w=aQ$ represents the total width of the array. Define a three-dimensional Cartesian coordinate system with the x and y axes lying on the mean free surface and the z axis pointing vertically upward. The x axis is orthogonal to the array, while the y axis bisects the array. All the gates are hinged at the bottom and oscillate about the horizontal common axis lying on $x=0, z=-h$. Monochromatic incident waves of amplitude A and angular frequency ω form an angle ψ with the x axis. The fluid is assumed inviscid and incompressible and the flow irrotational, hence there exist a velocity potential $\Phi(x; y; z; t)$ which satisfies the Laplace equation in the fluid domain. On the basis of linearized water-wave theory the potential satisfies the mixed boundary condition on the free surface $\Phi_{tt} + \Phi_z = 0$, the no-flux condition at the bottom $\Phi_z = 0$ and the kinematic condition on the lateral surfaces of the array:

$$\Phi_x = \Theta_t(z+h), \quad x = \pm 0, \quad y \in \left[-\frac{w}{2}, \frac{w}{2}\right], \quad z \in [-h, 0]. \quad (1)$$

Assuming harmonic motion of frequency ω , the time dependence can be factored out, i.e. $\Phi = \text{Re}\{\phi e^{-i\omega t}\}$, $\Theta = \text{Re}\{\theta e^{-i\omega t}\}$. The problem is also linear, hence the spatial potential $\phi(x; y; z)$ can be decomposed as

$$\phi = \phi^I + \phi^S + \phi^R = \phi^I + \phi^S + \sum_{q=1}^Q \phi_q^R, \quad (2)$$

where ϕ^I is the potential of the monochromatic incoming waves with incidence angle ψ , ϕ^S is the potential of the scattered waves by the array and ϕ_q^R is the potential of the radiated waves due to the moving gate G_q while all the other gates are at the rest. In the latter, k_0 represents the wavenumber, i.e. the real root of the dispersion relation $\omega^2 = gk_0 \tanh kh_0$. Usage of elliptic coordinates (ξ, η) such that $x = w/2 \sinh \xi \sin \eta$, $y = w/2 \cosh \xi \cos \eta$, yields the most general solution for $\phi^{(R,S)}$ bounded at $\xi \rightarrow \infty$:

$$\phi^{(R,S)}(\xi, \eta, z) = \sum_{n=0}^{\infty} Z_n(z) \sum_{m=0}^{\infty} A_m^{(R,S)} ce_m(\eta) He_m(\xi) + B_m^{(R,S)} se_m(\eta) Ho_m(\xi), \quad (4)$$

where A and B denote the unknown coefficients which can be obtained applying the boundary conditions on the array surface, $ce(\eta)$ and $se(\eta)$ are the even and odd Mathieu Functions of the first kind, $He(\xi)$ and $Ho(\xi)$ are the even and odd Hankel-Mathieu Functions of the first kind and $Z_n(z)$ are the normalised eigenfunctions:

$$Z_n(z) = \frac{\sqrt{2} \cosh k_n(h+z)}{\sqrt{h + g\omega^{-2} \sinh^2 k_n h}}, \quad \int_{-h}^0 Z_n Z_m dz = \delta_{nm}, \quad n, m = 0, 1, \dots, \quad (5)$$

in which δ_{nm} is the Kronecker symbol. In (5), k_n are the complex roots of the dispersion relation:

$$k_n = i \bar{k}_n, \quad \omega^2 = -g \bar{k}_n \tanh \bar{k}_n h, \quad n = 1, \dots, \infty. \quad (6)$$

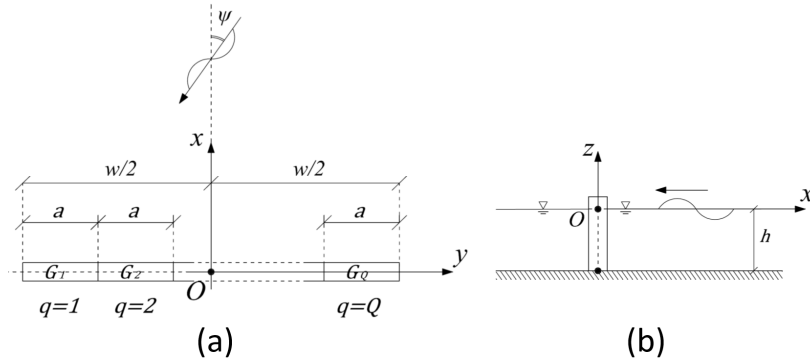


Figure 1. Plan geometry (a) and side view (b)

3 GATE MOTION AND GENERATED POWER IN MONOCHROMATIC WAVES

The equation of motion of each flap coupled with an energy generator at the hinge is formally equivalent to that of a damped harmonic oscillator:

$$(-\omega^2 I + C - i\omega v_{pto})\theta_q - \sum_{p=1}^Q (\omega^2 \mu_q^p + i\omega v_q^p)\theta_p = F_q, \quad q = 1, \dots, Q, \quad (7)$$

where I is the moment of inertia of the gate about the hinge, C is the buoyancy restoring torque, v_{pto} is the power take off coefficient, F_q is the exciting torque due to diffracted waves, while μ_q^p and v_q^p represent, respectively, the added inertia and the radiation damping of the gate G_q due to the unit rotation of the gate G_p .

3.1 The case of $Q=1$

Hereafter, we derive the explicit expressions of the exciting torque, added inertia and radiation damping.

With the solution (4) and the expression of the equation of motion (7) we obtain:

$$F = \frac{\rho A w^2 \pi (1 - \cosh k_0 h + k_0 h \sinh k_0 h)}{k_0^2 \cosh k_0 h} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{B_1^{(2m+1)^2} No_{2m+1}(0)}{4Ho_{2m+1\xi}(0)}, \quad (8)$$

$$\mu = \rho w^2 \pi \sum_{n=0}^{\infty} \left[\frac{\sqrt{2}(1 - \cosh k_n h + k_n h \sinh k_n h)}{k_n^2 \sqrt{h + g \omega^{-2} \sinh^2 k_n h}} \right]^2 \text{Im} \left\{ \sum_{m=0}^{\infty} \frac{B_1^{(2m+1)^2} No_{2m+1}(0)}{4Ho_{2m+1\xi}(0)} \right\}, \quad (9)$$

$$\nu = -\rho \omega w^2 \pi \left[\frac{\sqrt{2}(1 - \cosh k_0 h + k_0 h \sinh k_0 h)}{k_0^2 \sqrt{h + g \omega^{-2} \sinh^2 k_0 h}} \right]^2 \text{Re} \left\{ \sum_{m=0}^{\infty} \frac{B_1^{(2m+1)^2} No_{2m+1}(0)}{4Ho_{2m+1\xi}(0)} \right\}, \quad (10)$$

where No is the odd radial Mathieu Functions of the second kind and $B_1^{(2m+1)}$ is the first coefficient of the recurrence relation for se_{2m+1} (see *McLachan*, 1951). It can be shown that expressions (8)-(9)-(10) are in perfect agreement with those obtained semianalytically by *Michele et al.* (2015). We now turn to the evaluation of the generated power P . *Newman*, (1976) has shown that the generated power P for 3-D absorbers can be expressed in terms of the radiation potential in the far field:

$$P = -\frac{\rho g A^2 C_g}{2k_0} \left[\frac{2}{\pi} \int_0^{2\pi} |VA^R(\eta)|^2 d\eta + 4 \text{Re} \left\{ V^* A^R \left(\frac{\pi}{2} - \psi \right) \right\} \right], \quad (11)$$

where C_g is the group velocity, V is the complex angular velocity of the flap per unit incident wave amplitude A , V^* denotes the complex conjugate of V , $A^R(\eta)$ represents the angular variation of the radially spreading wave and $A^R(\pi/2 - \psi)$ is the amplitude of the radiated wave in the direction opposite to the incident waves. In the case of a single flap-type absorber, $A^R(\eta)$ is given by:

$$A^R(\eta) = -\sum_{m=0}^{\infty} \frac{4\omega B_1^{2m+1} Z_0(0)}{2gk_0 w Ho_{2m+1\xi}(0)} \frac{\sqrt{2}(1 - \cosh k_0 h + k_0 h \sinh k_0 h)}{k_0^2 \sqrt{h + g \omega^{-2} \sinh^2 k_0 h}} \sin \eta. \quad (12)$$

Maximization of (11) yields the maximum of the generated power P_{max} and consequently the optimal capture width ratio C_{Fmax} :

$$P_{max} = \frac{2EC_g \cos^2 \psi}{k_0}, \quad C_{Fmax} = \frac{P_{max}}{EC_g} = \frac{2 \cos^2 \psi}{wk_0}. \quad (13)$$

Thus, for a fixed value of the gate width, the lower the wavenumber the larger the efficiency. Expressions (13) are obtained also for axially symmetric absorbers (*Newman*, 1976) and can be used as a preliminary design criterion to estimate the maximum gate efficiency.

3.2 The case of multiple flap gates

In this Section, we analyse the case of $Q=7$ gates. The numerical values of the parameters which characterize flap gates and sea depth are $w=3$ m, $I=10^5$ kg m², $C=3 \times 10^5$ Nm and $h=5$ m. Solution of (7) with $v_{pto}=0$ and $A=1$ m gives the RAO of the array. Three different angles of incidence are considered: $\psi=0$, $\pi/6$, $\pi/3$ rad. Figure 2 shows the behaviour of the amplitude response of each gate G_q for the different values of ψ . Note that in the case of normal incidence (Figure 2(a)), $\theta_1=\theta_7$, $\theta_2=\theta_6$ and $\theta_3=\theta_5$ because of the symmetry of the exciting torque. Indeed, only the even modes are excited. On the other hand, if $\psi \neq 0$ also the odd modes can be excited (Figure 2(b), Figure 2(c)). Note also that the amplitude response of each gate decreases if ψ increases, while the shape of the array loses the symmetry with respect to $y=0$ if $\psi \neq 0$. The array of $Q=7$ gates, the same gates locked in phase and a single gate of the seven are now compared in terms of power extraction. Now consider the first in-phase mode and maximize the power output of each system when the incident wave frequency is equal to the eigenfrequency of the mode, i.e. $\omega=\omega_1=0.38$ rad s⁻¹. Maximization of the power output gives $v_{pto}=10^5$ kg m² s⁻¹ for each gate of the array, $v_{pto}=7 \times 10^5$ kg m² s⁻¹ for seven locked gates and $v_{pto}=10^3$ kg m² s⁻¹ for a single gate. Figure 3 shows the capture width ratio C_F of the three systems versus incident wave frequency for three different values of the angle ψ . In each of the cases the maximum is located at ω_1 and decreases when ψ increases. Overall, C_F of the array is larger than that of the other two systems. This is because the out-of-phase modes increase the amplitude response and hence the power

output.

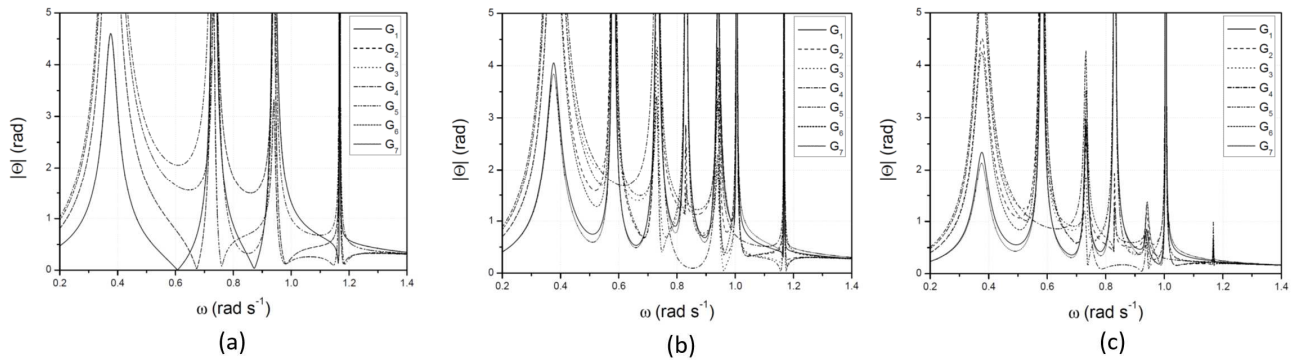


Figure 2. Gate amplitude response versus incident wave frequency for different values of the angle of incidence ψ . (a) $\psi=0$ rad. (b) $\psi=\pi/6$ rad. (c) $\psi=\pi/3$ rad. For $\psi=0$ rad only the even modes are excited, conversely, for $\psi \neq 0$ all the out-of-phase natural modes are excited by incoming waves.

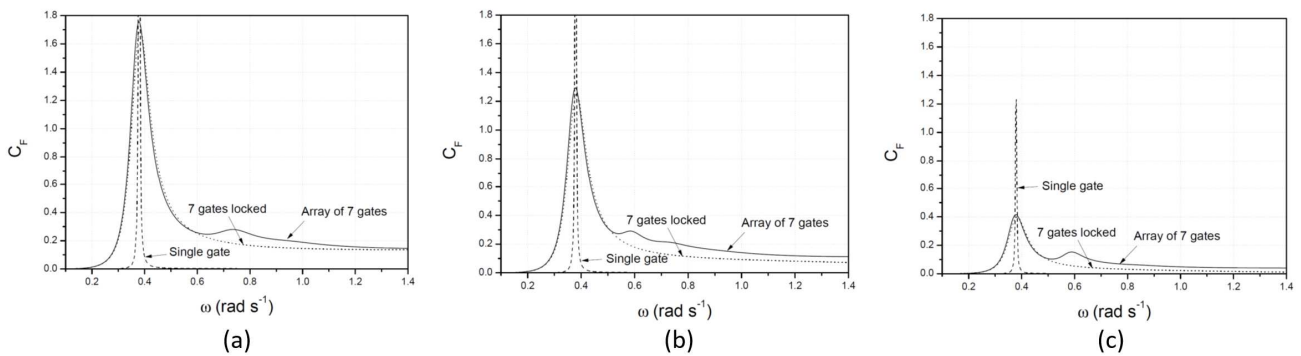


Figure 3. Behaviour of the capture width ratio C_F of each system versus incident wave frequency ω for three different values of angle of ψ . (a) $\psi=0$ rad. (b) $\psi=\pi/6$ rad. (c) $\psi=\pi/3$ rad. The power take-off coefficient is optimized for the in-phase eigenfrequency.

4 CONCLUSIONS

The behaviour of an array of neighbouring floating flap gates in open sea is analysed. The analytical solution for the radiation and diffraction problems is obtained in terms of Mathieu Functions. Useful expressions for the maximum power output and capture width ratio of a single gate are given. Different angles of incidence of the incoming waves are considered. In the case of normal incidence only the even modes of the array can be resonated. Conversely, if the direction is not normal, also the odd modes are resonated and the dynamics of the flaps becomes more articulated. Finally, the power output has been maximized, and it is found that large efficiency is attained if the array is tuned to resonance.

REFERENCES

- Renzi, E. & Dias, F. Hydrodynamics of the oscillating wave surge converter in the open ocean, *European Journal of Mechanics B/Fluids*, 2013, 41, 1-13.
- McLachlan, NW. *Theory and applications of the Mathieu equation*, Oxford press, London, 1951.
- Chatjigeorgiou, IK. & Mavrakos, SA. An analytical approach for the solution of the hydrodynamic diffraction by arrays of elliptical cylinders, *Applied Ocean Research*, 2010, 32, 242-251.
- Newman, JN. The interaction of stationary vessels with regular waves. *Proc. 11th Symp. Naval Hydrodynamics*, 491-502, 1976.
- Chen, MS. & Mei, CC. Wave forces on a stationary platform of elliptical shape, *Journal of Ship Research*, 1973, 17, 61-71.
- Sammarco, P., Michele, S. & d'Errico, M. Flap gate farm: from Venice lagoon defense to resonating wave energy production. Part1: Natural modes, *Applied Ocean Research*, 2013, 43, 206-213.
- Michele, S., Sammarco, P., d'Errico, M., Renzi, E., Abdolali, A., Bellotti, G. & Dias, F. Flap gate farm: from Venice lagoon defense to resonating wave energy production. Part2: Synchronous response to incident waves in open sea, *Applied Ocean Research*, 2015, 52, 43-61.
- Gutiérrez-Vega, JC., Rodríguez-Dagnino, RM., Meneses-Nava, MA. & Chavéz-Cerda, S. Mathieu functions, a visual approach, *American Journal of Physics*, 1995, 64, 39-44.
- Carr, JH. & Stelzriede, ME. Diffraction of water waves by breakwaters. *Gravity waves*, Proceedings of the NBS Semicentennial Symposium on Gravity Waves held at the NBS, 109-125, 1951.

LABORATORY TESTING OF A TWO-OSCILLATING-BODY WAVE ENERGY CONVERTER IN SHALLOW WATER

Marco Negri¹, Stefano Malavasi¹

(1) Dept. of Civil and Environmental Engineering (DICA). Politecnico di Milano

KEY POINTS

- A particular two-oscillating-body wave energy converter, composed by a heaving float and a surging paddle, has been experimentally modelled in laboratory.
- By exploiting two different force components (heave and surge), this system increases wave energy absorption, showing a higher efficiency than a single-body system with only the heaving float.
- The two-body system and the single-body have been tested with monochromatic waves in shallow water, at several position along a sloping beach. The efficiency of the systems have been found to vary depending on its position.

1 THE WAVE ENERGY CONVERTER

The wave energy converter (WEC) studied in this work is named EDS (Energy Double System). It is composed by a heaving float and a surging paddle, supported by an arm, which is hinged over the water level (Fig. 1). The EDS system was patented by Tecnomac (www.tecnomac.it) and draws some inspiration from the Wavestar machine (www.wavestarenergy.com); it mainly differs for the presence of the paddle, and for the fact that the main arm is aligned along wave direction propagation, instead of perpendicular to it. The EDS system is designed for working in shallow water (5-10 m), where waves have a significant surge force. As reported by Folley & Whittaker (2009), the largest part of the exploitable offshore wave energy reach the nearshore zone. Potential features of EDS are the relatively low costs due to its nearshore positioning, the possibility to be attached to existing structures like piers of breakwaters, and modularity.

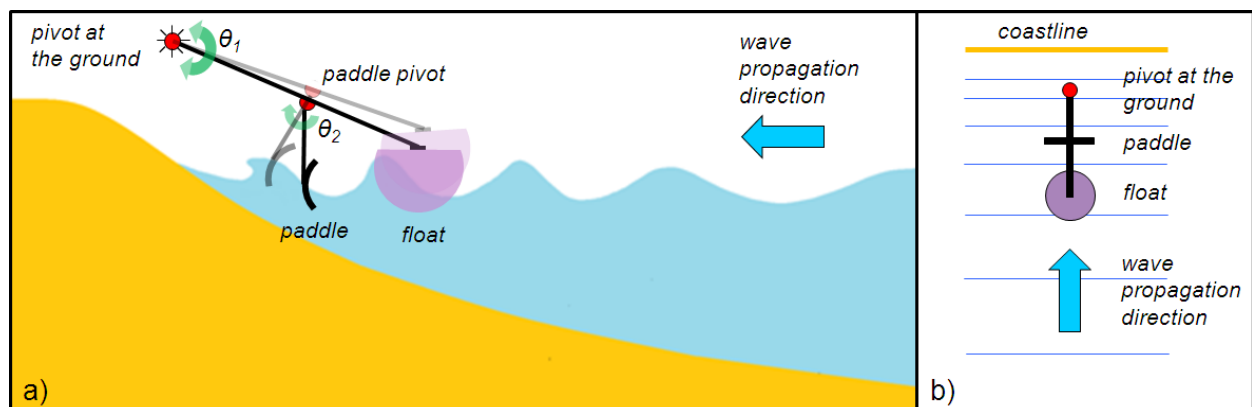


Fig. 1: EDS concept. a) side view; b) top view.

2 THE EXPERIMENTAL MODEL

A laboratory model of the EDS system was developed at the Hydraulics laboratory of the Politecnico di Milano (Fig. 2a). The float arm is hinged in point O at the ground, the paddle arm is hinged in point C on the float arm. The float has a diameter of 0.204 m and a height of 0.137 m. It is composed by an hemispherical part at the bottom and a cylindrical upper part. The paddle has a cylindrical shape with a chord of 0.12 m. The paddle width is 0.204 m.

Float and paddle arms are connected through leverages to two systems for dissipating mechanical energy. These systems are composed by a heaving disc moving in a cylinder filled with oil and react against ground. In Fig. 2a the damping system connected to the paddle arm is visible. The float damping system is located to

the left of point O. The experimental model is described in more details in *Malavasi & Negri (2015)*.

The experiments were performed in a wave flume 1 m wide, 30 m long, with a water depth of $h=0.48$ m. At the end of the flume a 7° sloping beach was installed. The EDS model was tested at various positions along the flume, with monochromatic waves.

In Fig. 2b the mechanical scheme of the EDS system is reported. The two degrees of freedom are the absolute rotation of main arm θ_1 and paddle arm θ_2 around the equilibrium position. The moment of inertia of the float subsystem with respect O pivot is I_1 . The paddle subsystem is characterized by the moment of inertia I_2 with respect C pivot and the mass m_2 . The baycenter of the paddle subsystem is P. The coefficients k_1 and k_2 include the gravitational and hydrostatic restoring forces. Linear equivalent damping applied to float and paddle is calculated according to the scheme: a torque damping applied in the O pivot, and a translational damping applied in the midpoint E of the paddle. The equivalent linear damping of the float is calculated as:

$$b_{1eq} = \frac{E_1}{\int_T \dot{\tilde{\theta}}_1^2 dt} \quad (1)$$

Where E_1 is the energy dissipated by the experimental damping system during one oscillation period T , and $\tilde{\theta}_1$ is the harmonic approximation of $\dot{\theta}_1$.

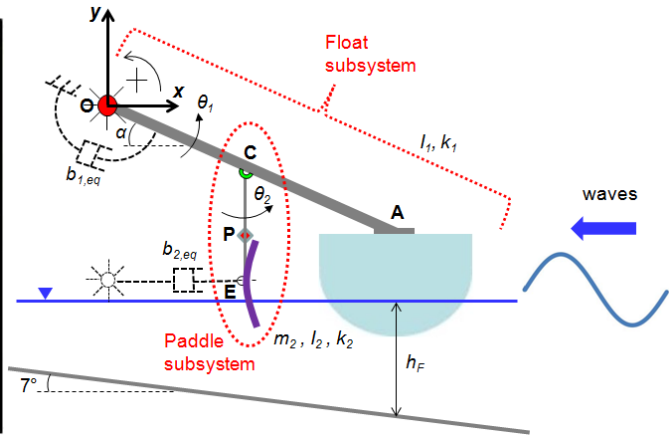


Fig. 2: a) Experimental model of the EDS system; b) Mechanical scheme of the EDS system.

Assuming small displacements, the coordinates of point E are:

$$\begin{cases} x_E = OC(\cos \alpha + \theta_1 \sin \alpha) + CE\theta_2 \\ y_E = -OC(\sin \alpha - \theta_1 \cos \alpha) - CE \end{cases} \quad (2)$$

It should be noted that the modelled paddle damping b_{2eq} is not strictly linear, as it also rotates. Applying linearization to the elongation velocity of the damper, it follows that the damper does not exploit the vertical component of velocity \dot{y}_E . Then, the equivalent linear damping of the paddle is calculated as:

$$b_{2eq} = \frac{E_2}{\int_T \dot{\tilde{x}}_E^2 dt} \quad (3)$$

Where E_2 is the energy dissipated by the experimental damping system during one oscillation period T , and \tilde{x}_E is the harmonic approximation of \dot{x}_E . b_{1eq} and b_{2eq} were kept almost constant during the tests, but the non-linearity of the damping generated by the damping systems introduced some variability. According to the scheme of Fig. 2b, the solid inertia matrix of the EDS system in the two coordinates θ_1 and θ_2 is:

$$M = \begin{bmatrix} I_1 + m_2 OC^2 & m_2 OC \cdot CP \sin \alpha \\ m_2 OC \cdot CP \sin \alpha & I_2 \end{bmatrix} \quad (4)$$

The main characteristics of the experimental model are reported in and Tab. 1. Removing the paddle apparatus from the EDS model, it turns into a one-degree-of-freedom system, which we called *float-only* system. The latter is not resonant with the wave tested, and it is quite similar to the Wavestar model tested in Zurkinden *et al.* (2015).

Diameter of the float, paddle width	D [m]	0.204
Length of segment \overline{OA} (float arm)	OA [m]	0.400
Length of segment \overline{OC}	OC [m]	0.207
Length of segment \overline{CE} (paddle arm)	CE [m]	0.2
Length of segment \overline{CP}	CP [m]	0.14
Moment of inertia of the float sub-system with respect to pivot O	I_1 [kgm ²]	0.415
Moment of inertia of the paddle sub-system with respect to pivot C	I_2 [kgm ²]	0.015
Mass of the paddle subsystem	m_2 [kg]	0.5
Restoring coefficient of float subsystem	k_1 [Nm/rad]	38
Restoring coefficient of paddle subsystem	k_2 [Nm/rad]	0.65
Float equivalent linear torque damping	b_{1eq} [Nms/rad]	7÷8
Paddle equivalent linear damping	b_{2eq} [Ns/m]	70÷80

Tab. 1: Properties of the Laboratory model of the EDS system.

The float-only system has been tested in this work, in order to have a basis of comparison for the EDS. Tests made on the float-only configuration were necessary to have a direct measure of the benefits brought by the paddle. To make a reasonable comparison, we set in some way the same inertia in the float-only and in the EDS system. This choice was motivated by the fact that system inertia is one of the parameters that most affects response motion and efficiency; moreover, it is linked to the structure costs. The moment of inertia around O of the float-only system was set to the value that EDS would have if the paddle rigidly moved with the float ($\theta_2 = \theta_1$). It means that, in the float-only system, the moment of inertia of the system I with respect to pivot O was the sum of all the elements of M , that is $I = \text{sum}(M(:))$.

The two models have been tested with monochromatic waves, whose characteristics are reported in Tab. 2. The wave power was calculated on the basis of the incident wave height, according to linear theory.

Wave id.	Incident wave height	Wave period	Wave power	Reflection coefficient
	H [mm]	T [s]	P [W/m]	r [%]
1	80.8	1.45	10.9	2.4
2	100.6	1.68	18.9	4.7

Tab. 2: Characteristics of the waves used in the experiments.

The efficiency or capture width ratio (CWR) of the system is defined as:

$$CWR = \frac{P_{abs}}{P \cdot D} \quad (5)$$

Where P_{abs} is the power absorbed by the system. For the EDS, P_{abs} is the sum of the power absorbed by the damping systems of float and paddle; for the float-only system P_{abs} is the power absorbed by the float damping system. In each test, measurements were taken once waves and body motion were stabilized, that means stable oscillation of the acquired physical quantities. The acquisition time lasted 100 oscillation cycles

(wave periods) at least. The measurements were phase-averaged on the basis of the wave period, taking the float motion as phase reference.

3 RESULTS

In Fig. 3 the CWR of the EDS system and the float-only system is reported, for various position along the beach, which mean various water depth h_F/D . At each water depth h_F/D , the two columns represents the CWR of the float-only system and the EDS system. The CWR of float and paddle is further subdivided in efficiency of the float upward and downward motion (green and red), and efficiency of the inshore and backward motion of the paddle (yellow and violet).

First of all, we can see that the CWR of the float-only system increases as water depth increases. These values of CWR are lower than the ones obtained by *Zurkinden et al.* (2015), because we did not use optimal damping of the float. On the contrary, the partial CWR of the paddle in the EDS system increases as water depth decreases. It can be seen that CWR of EDS is almost always higher than CWR of the float-only system. This difference decreases as water depth increases. For wave 1, CWR of EDS is maximum in the shallowest position, then it decreases as water depth increases. Comparing the partial CWR of the float in the EDS system with the CWR of the float-only system, it can be seen that the presence of the paddle does not significantly affect the CWR of the float.

The power absorbed by the paddle in the inshore-motion is always higher than the power absorbed in the backward motion, especially in very shallow water. This is due to the wave mass transport, and to the shape of the paddle. In low water depth, the float upward phase is more energetic than the downward float phase. This nonlinearity can be linked to the nonlinearity of waves in very shallow water, which exhibit crest higher than troughs.

The EDS system has still room for improvement: the optimization of float and paddle damping should reasonably increase the efficiency of EDS.

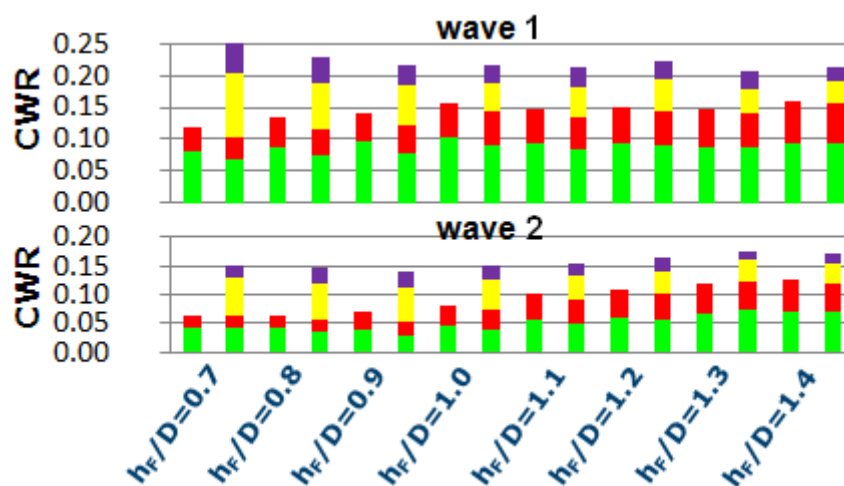


Fig. 3: Partial efficiencies of EDS and float-only system for various position along the beach. ■, float upward; ■, float downward; ■, paddle inshore; ■, paddle backward.

REFERENCES

- Folley M., Whittaker T.J.T. Analysis of the nearshore energy resource. *Renewable Energy* 2009, 34, 1709-1715.
- Malavasi, S., Negri M. Double system wave energy converter for the breaker zone. *EAI Speciale II-2015 Ocean Energy: Ongoing research in Italy*.
- Zurkinden, A.S., Ferri, F., Beatty, S., Kofoed, J.P., Kramer, M.M., Non-linear numerical modelling and experimental testing of a point absorber wave energy converter. *Ocean Engineering* 2014, 78, 11-21.

STUDIO SPERIMENTALE SULL'EFFICIENZA DI CONVERTITORI DI ENERGIA ONDOSA DEL TIPO A COLONNA D'ACQUA OSCILLANTE

Ilaria Crema¹, Lorenzo Cappietti²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze;

ASPETTI CHIAVE

- Sono stati studiati dispositivi per la conversione dell'energia del moto ondoso del tipo a colonna d'acqua oscillante (OWC)
- È stato condotto uno studio sperimentale su modelli fisici a piccola scala
- È stata misurata l'efficienza pneumatica al variare dei principali parametri progettuali dell'OWC

1 PREMESSA

Nella prima fase di sviluppo dei dispositivi a colonna d'acqua oscillante detti OWC, *Oscillating Water Column* (Falcão, 2013), vengono normalmente impiegati modelli teorici o numerici basati sulla teoria lineare delle onde al fine di una preliminare valutazione delle prestazioni ed ottimizzazione della geometria del convertitore (Gomes et al., 2012). Sebbene con tali strumenti sia possibile ottenere dati e informazioni importanti, a costi contenuti e in modo relativamente veloce, questi non permettono di rappresentare fedelmente effetti rilevanti come per esempio le interazioni non lineari e multiscala. Lo studio dei suddetti effetti è normalmente affidato alla modellazione fisica, solitamente condotta utilizzando rapporti di scala, che possono variare tra 1:100, nel caso di installazioni sperimentali relativamente piccole, e 1:10 o più, in installazioni grandi dimensioni. Sebbene anche la modellistica fisica abbia i suoi noti limiti legati ad effetti di scala ed effetti di laboratorio, se condotta con le necessarie attenzioni costituisce uno strumento insostituibile per valutare le prestazioni di un dispositivo OWC in condizioni controllate e ripetibili (Payne, 2008).

Il presente lavoro sintetizza parte di una più ampia attività di ricerca finalizzata all'integrazione di dispositivi OWC in *Very Large Floating Structures* (VLFS-OWC). In particolare, sono riportati alcuni risultati dell'indagine sperimentale inerente allo studio delle prestazioni del solo dispositivo OWC distaccato dal fondale, ma rigidamente vincolato.

2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'OWC

Per stabilire preliminarmente le caratteristiche geometriche, di massima, del dispositivo OWC, ha giocato un ruolo fondamentale l'individuazione di un ipotetico sito di installazione per l'intero Sistema VLFS-OWC. Il sito, è stato selezionato a partire da un precedente studio che tiene conto sia della caratterizzazione energetica del Mediterraneo che di problematiche non tecniche (Vannucchi et al., 2013). Tale sito è stato localizzato in un'area marina antistante le coste della Toscana, a sud di Livorno. Nel sito di riferimento il valore medio della potenza del moto ondoso è di circa 4 kW/m. In questo contesto, l'onda di progetto per sviluppare la geometria ottimale dell'OWC ha un'altezza di 2 m e un periodo di 7 s perché risulta essere quella che contribuisce maggiormente all'apporto energetico medio annuo. Lo stato di mare associato al sito in esame, la revisione dello stato dell'arte inerente alle tecnologie per la realizzazione di strutture galleggianti e una preliminare valutazione delle necessità tecniche per la costruzione e la messa in opera, sono stati presi in considerazione per scegliere la geometria e i materiali costituenti il dispositivo. In particolare, l'OWC oggetto di studio è proposto come un cassone cellulare prefabbricato in cemento armato con sezione rettangolare.

3 METODOLOGIA SPERIMENTALE

Lo studio sperimentale è stato condotto nel canale per onde e correnti del Laboratorio di Ingegneria Marittima – LABIMA (www.labima.unifi.it) del Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale dell'Università di Firenze. Il modello fisico è stato realizzato in similitudine di Froude, adottando un rapporto

di scala geometrica pari a 1:50. Lo schema dell'apparecchiatura sperimentale e una foto di uno dei modelli testati è riportata in figura 1.

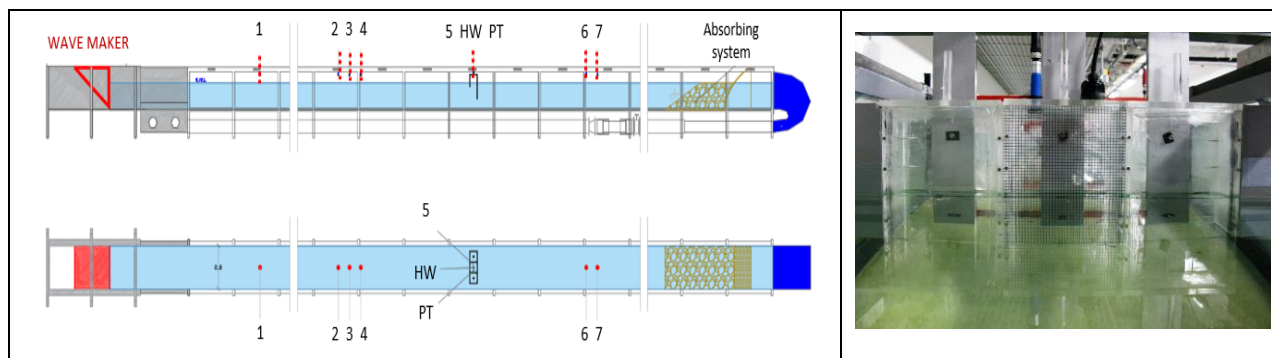


Figura 1. Posizione del modello di OWC e della strumentazione nel canale. A sinistra una fotografia di uno dei modelli testati

Il modello di OWC, composto da tre camere affiancate, realizzato in plexiglass, ed è stato posizionato ad una distanza di 22 m dal generatore di moto ondoso. Solo l'OWC centrale è stato strumentato con: (i) una sonda di livello ad ultrasuoni, per la misura delle oscillazioni della colonna d'acqua con precisione di ± 1 mm; (ii) un trasduttore di pressione per la misura delle pressioni interne alla camera con precisione di $\pm 0,1$ bar; e (iii) un anemometro a filo caldo, installato nel condotto collegato all'orifizio sulla parete superiore dell'OWC, per misurare la velocità d'aria entrante e uscente dall'OWC con precisione di ± 1 cm/s (Figura 1).

L'ottimizzazione delle dimensioni dell'OWC che fornisca la maggior efficienza pneumatica è stata condotta per mezzo di uno studio parametrico, mantenendo fissi quei parametri progettuali scelti sulla base di altri obiettivi (massime dimensioni tecnicamente realizzabili, limitare l'*overtopping* sulla VLFS, garantire un franco di sicurezza rispetto al fondale per la VLFS, ecc. ...) e variando quelli che hanno effetti rilevanti sulle prestazioni dell'OWC (Tabella 1).

	Parametri fissi	Parametri variati
	(W): larghezza del dispositivo	(T): spessore della camera
	(B): lunghezza della parete posteriore	(L): lunghezza della parete frontale
	(Fc): freeboard	(V): diametro orifizio e condotto

Tabella 1. Parametri progettuali del dispositivo OWC testato. La perdita di carico di pressione, dovuta alla presenza della turbina, è stata simulata riproducendo, sulla sommità del dispositivo, orifizi di differente diametro (V).

TIPOLOGIA D'ONDA	CODICE	H [m]	T [s]
Regolare	H01	2	6.0
Regolare	H02	2	7.0
Regolare	H03	2	10.0
Irregolare	H1	1	6.5
Irregolare	H2	1	7.0
Irregolare	H3	2	7.0
Irregolare	H4	2	8.0
Irregolare	H5	3	8.0

Tabella 2. Parametri caratteristici delle onde target selezionate (dati riferiti alla scala del prototipo).

In particolare i parametri che sono stati variati hanno influenza su vari fenomeni caratteristici del sistema fisico in esame come per esempio: la frequenza di risonanza (Evans, 1978), il comportamento del volume d'aria (Lovas, 2010) e il periodo di oscillazione della colonna d'acqua nella camera (Sheng, 2012). In totale, sono state riprodotte e testate 36 differenti configurazioni, ciascuna studiata sotto otto differenti stati di mare, selezionati come rappresentativi del sito di installazione ipotizzato (Tabella 2).

4 RISULTATI

L'efficienza del dispositivo è stata calcolata attraverso la misura delle serie temporali delle onde incidenti, $\eta_{inc}(t)$, delle oscillazioni interne all'OWC, $\eta_{owc}(t)$, della velocità dell'aria al centro del condotto, $U_{max}(t)$ e della pressione dell'aria interna, $p(t)$ (Figura 2).

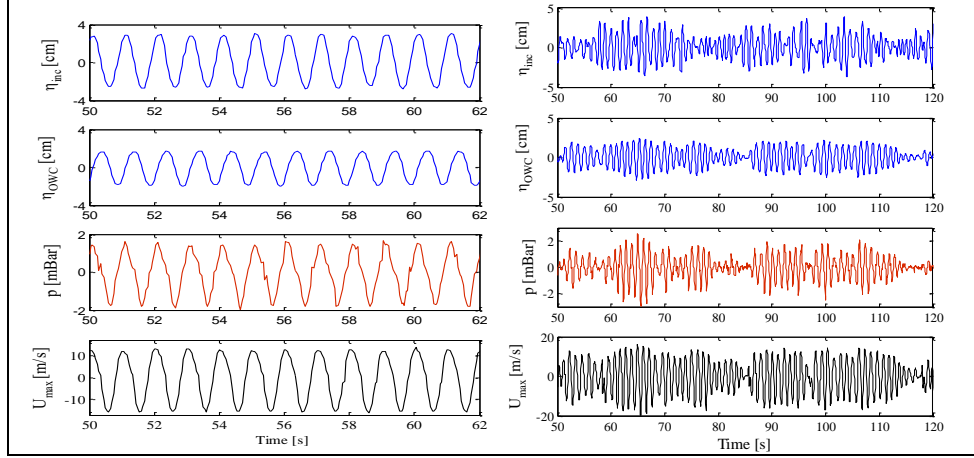


Figura 2. Esempio di misure delle serie temporali delle onde incidenti regolari (a sinistra) e irregolari (a destra), $\eta_{inc}(t)$, delle oscillazioni interne all'OWC, $\eta_{owc}(t)$, della velocità dell'aria al centro del condotto, $U_{max}(t)$ e della pressione dell'aria interna, $p(t)$.

In prima analisi è stata determinata la potenza incidente sul dispositivo, mediata nel tempo e per unità di larghezza [W/m], sia per le onde regolari che per quelle irregolari, attraverso le equazioni (1) e (2):

$$\overline{P_{w,reg}} = \frac{1}{16} \rho g H^2 \frac{\omega}{k} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right) \quad (1)$$

$$\overline{P_{w,irr}} = \rho g \sum_i c_{g,i} S_i \Delta f_i \quad (2)$$

dove, ρ è la densità dell'acqua, H l'altezza d'onda regolare misurata in assenza del dispositivo sul punto dove poi è stato installato, ω la frequenza dell'onda, k il numero d'onda, S_i la densità spettrale alla frequenza i -esima, Δf_i l'ampiezza dell'intervallo di frequenza e $c_{g,i}$ la velocità di gruppo per ciascuna componente spettrale i , ottenuta dalla relazione di dispersione per la specifica profondità h (eq.3).

$$c_{g,i} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2k_i d}{\sinh(2k_i d)} \right) \frac{g}{\omega_i} \tanh(k_i h) \quad (3)$$

Successivamente, è stata calcolata la potenza pneumatica [W], media sulla durata delle prove, T_{test} , integrando il prodotto tra le misure di pressione interne all'OWC, $p(t)$ e le portate d'aria acquisite nel centro del condotto, $Q(t)$, sulla durata delle prove, T_{test} (eq.4) (Sarmento, 1993).

$$\overline{P_{abs}} = \frac{1}{T_{test}} \int_0^{T_{test}} Q(t) p(t) dt \quad (4)$$

Dove la portata Q , è stata ottenuta a partire della misura puntuale di velocità e ipotizzando un profilo di velocità di tipo teorico inerente allo specifico regime di moto. Infine, l'efficienza di conversione del dispositivo espressa in termini di *Capture Width* (CW) [m] è stata misurata come in eq.5:

$$CW = \frac{\overline{P_{abs}}}{\overline{P_w}} \quad (5)$$

dove, $\overline{P_w}$, rispettivamente è espressa come $\overline{P_{w,reg}}$ per le onde regolari e $\overline{P_{w,irr}}$ per le onde irregolari

Nella Tabella 3 sono riportati, a titolo d'esempio, alcuni risultati ottenuti per la stima dell'efficienza di

conversione del dispositivo espressa in termini di *Capture Width* (CW) in scala del prototipo su quattro differenti configurazioni di OWC testate.

CODICE D'ONDA	CAPTURE WIDTH [m]			
	T1L2V2	T1L2V3	T2L1V2	T2L1V3
H02	1.5	3	6.5	7.3
H2	3.4	6.6	14.0	13.1

Tabella 2. *Capture Width* misurata per quattro differenti geometrie di OWC, caratterizzate dalla stessa larghezza del dispositivo (W=10m), da due differenti spessori della camera (T1 e T2) e differenti lunghezze della parete frontale (L1 e L2) e diametri dell'orifizio (V2 e V3).

5 CONCLUSIONI

La misura sperimentale della *Capture Width* degli OWC testati raggiunge un massimo di 7.3 m per le onde regolari e di 14.0 m per le onde irregolari analizzate. In entrambi i casi è stato possibile evidenziare una forte dipendenza delle prestazioni del dispositivo, dalla frequenza dell'onda incidente nonché dalle caratteristiche geometriche dello stesso. Inoltre, l'effetto della perdita di pressione dovuta alla turbina risulta essere molto rilevante, in quanto influenza, sia la risposta in frequenza del sistema, che l'efficienza complessiva di conversione. Tale risultato quindi conferma l'importanza di ottimizzare la geometria del dispositivo contestualmente alla specifica turbina e ai moti ondosi del sito di installazione.

6 RINGRAZIAMENTI

Il lavoro è parte integrante del progetto di dottorato di ricerca del primo autore e ha beneficiato di contributi dai progetti: NEMO (Numerical and Experimental Methods for harvesting the Offshore renewable energies) Università di Firenze e EU-FP7 MARINET (Marine Renewables Infrastructure Network) coordinati da L. Cappietti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Evans D., The Oscillating Water Column Wave-energy Device. J. Inst. Maths Applies, 423-433, 1978.
- Falcão, A.F. de O. - "Modeling of Wave Energy Conversion." internal report of the Wave Energy Specialization Section of the EUREC Master, February-May, IST Lisbon (2013).
- Gomes R.P.F., Henriques J.C.C., Gato L.M.C., Falcão A.F. de O. - "Hydrodynamic optimization of an axisymmetric floating oscillating water column for wave energy conversion." (2012).
- Lovas S., Theoretical modeling of two wave-power devices. Master Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering MIT, 2010.
- Payne, G., "Guidance for the experimental tank testing of wave energy converters" University of Edinburgh Version: 01. (2008).
- Sarmiento A., Model-Test Optimization of an OWC Wave Power Plant, International Journal of Offshore and Polar Engineering, pp. 62-62, 1993.
- Sheng W., Lewis L., Alcorn R., On wave energy extraction of oscillating water column device. ICOE, Dublin 2012.
- Vannucchi V., Cappietti L., Wave Energy Estimation In Four Italian Nearshore Areas, Proceedings of the ASME 2013, 32nd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering OMAE2013 June 9-14, Nantes, France, 2013.

EVALUATING THE SIZE OF WAVE ENERGY CONVERTERS OFF THE COAST OF CALABRIA

Danilo Algieri Ferraro¹, Francesco Aristodemo² & Paolo Veltri¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, via P. Bucci 1, 87036 Arcavacata di Rende (CS); (2) Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi eCampus, via Isimbardi 10, 22060 Novedrate (CO)

KEY POINTS:

- ECMWF operational wave data are considered to evaluate the spatial distribution of wave energy and the related hot spots off the coast of Calabria
- The downscaled size of 11 available WECs for deep waters is determined by maximizing their capacity factor
- An example of spatial distribution off the coast of Calabria about the optimal scale factor for a WEC is shown

1 INTRODUCTION

Although the largest wave energy contribution refers to the European countries located along the Atlantic coasts, several studies were carried out along the Italian coasts to exploit the magnitude of this renewable resource. The greatest wave energy potentials in Italy have been individuated in the North-West coast of Sardinia (Vicinanza *et al.*, 2013) and in the West coast of Sicily (Monteforte *et al.*, 2015) assessing a mean yearly wave power of about 10 kW/m and 4.5 kW/m, respectively. Nevertheless the wave climate in Italy is not comparable to that referred to other European sites where full-scale wave energy converters (WECs) are installed, Bozzi *et al.* (2014) and Iuppa *et al.* (2015) have suggested the use of downscaled devices which allow for a quite constant energy production with a potential interest for economic investments in this field. Owing to the lack of specific studies, the present analysis is performed off the coast of Calabria region (Southern Italy) which presents the greatest coastline length in Italy, i.e. about 700 km, and a variable wave climate due to the different exposition of the coasts to Tyrrhenian and Ionian seas. ECMWF operational data are taken into account and validated against RON buoys and UKMO data. The wave power is calculated as a function of the energy wave period deduced from directional wave spectra and relationships based on the use of a standard JONSWAP spectrum. The mean yearly wave energy is then assessed at selected hot spots for Tyrrhenian and Ionian seas. Finally, 11 types of available WEC devices working in deep waters are here considered in order to optimize their scale factor in terms of maximum capacity factor.

2 WAVE DATA

Input wave data, i.e. significant wave height, H_s , mean wave period, T_m , peak period, T_p , and mean wave period from 2nd moment, T_{m2} , were obtained through the European Center for Medium-Range Weather Forecasts (ECMWF) atmospheric operational model from 1992 to 2015. Even if the global atmospheric reanalysis ERA-INTERIM by ECMWF covers a larger time window (1979-2015) and the data were well validated, the operational model was here preferred for the higher spatial resolution of the nodes ($0.125^\circ \times 0.125^\circ$). Buoy measurements (Cetraro, 1999-2008, and Crotone, 1989-2007) of the Italian Wave measuring Network (RON) and UK Met Office (UKMO) data (1986-2006) were also taken into account for data validation. The wave parameters were processed in order to check their quality for the following analyses. The adopted criterion allowed to check the presence of NaN and zero values, outliers not compatible with their spatial position, the consistency of successive wave quantities, non-physical wave steepnesses and the correct statistical relationships between wave heights and periods. As a consequence, the mean efficiency of ECMWF data is 89.5 %, while for RON and UKMO data is respectively equal to 82.1 % and 94.7 %. Owing to the different spatial position (see successive Fig. 2), the reliability of ECMWF wave data were assessed against RON buoys and UKMO nodes by means of a geographical transposition method (Contini & De Girolamo, 1998). On the basis of the exposition of the coasts of Calabria, the highest agreement between the wave data (ECMWF vs. RON and UKMO) in several sea locations was obtained using the empirical parameters of the Saville's method for calculating the effective fetches. With reference to H_s , the obtained performance indices are listed in Table 1.

Input wave data	bias (m)	rmse (m)	slope	si	d
ECMWF-Cetraro buoy	-0.14	0.32	0.77	0.46	0.93
ECMWF-Crotone buoy	-0.20	0.33	0.80	0.39	0.91
ECMWF-UKMO (Tyrrhenian Sea)	-0.11	0.47	0.68	0.76	0.84
ECMWF-UKMO (Ionian Sea)	0.02	0.29	0.98	0.40	0.91

Table 1. Performance indices of ECMWF data compared with RON and UKMO data.

3 WAVE ENERGY ASSESSMENT

Since the involved ECMWF nodes are located in deep water conditions ($d/L_m > 0.5$), the adopted expression to estimate the wave power, P , is:

$$P = \frac{\rho g^2}{64\pi} H_s^2 T_e \quad (1)$$

where d is the depth, L_m is the mean wavelength and ρ is the water density. The energy wave period $T_e = m_1/m_0 = T_m$, as calculated by ECWMF. A widespread approach is to assess the value of T_e by considering relationships deduced from the use of a mean JONSWAP spectrum with peak-enhancement factor $\gamma = 3.3$ and spectral width parameters σ_a and σ_b equals to 0.07 and 0.09, respectively. As a result, $T_e = 0.91T_p$ or $T_e = 1.12T_{m2} = 1.12(m_0/m_2)^{0.5}$. Taking into account for all the wave data, Fig. 1 shows the relative differences in evaluating the mean monthly and yearly wave power, P_m , as a function of T_m against those referred to the use of T_p and T_{m2} . A substantial underestimation of about 10 % can be observed when T_{m2} is adopted, while a general overestimation of about 5 % can be highlighted when T_p is used. A quite constant seasonality variation is noticed, except for a slight different trend during the summer. The mentioned differences are related to the occurrence of unimodal sea states differently from a standard JONSWAP spectrum, with a certain percentage of bimodal sea states (up to 20 %), as highlighted in the example of Fig. 1b. Using the directional wave spectra obtained from ECMWF dataset (1999-2015) and for the cases of unimodal spectra, yearly mean values of JONSWAP shape parameters γ , σ_a e σ_b equal to 2.1, 0.06 e 0.1, respectively, were found.

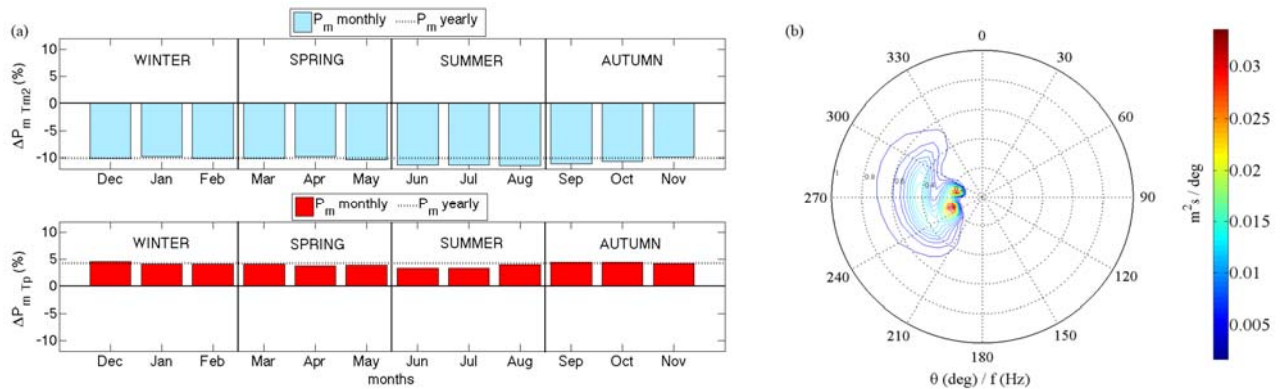


Figure 1. (a) Relative differences in assessing the mean wave power P_m between different methods; (b) Example of directional wave spectrum when a bimodal sea state occurs (ECMWF node n. 720027).

Fig. 2a describes the spatial distribution of the yearly mean wave power P_m off the coast of Calabria in which the hot spots for the Tyrrhenian and Ionian coasts were individuated near Fiumefreddo Bruzio and Isola Capo Rizzuto with values of P_m equal to 2.69 kW/m and 2.51 kW/m, respectively. Highest wave power occurs in the central part off Calabria and particularly along the Tyrrhenian Sea. The mean yearly wave energy at the hot spot of Tyrrhenian is about 2900 kWh/m and of Ionian Sea is about 2750 kWh/m, as highlighted in Fig. 2b and 2c.

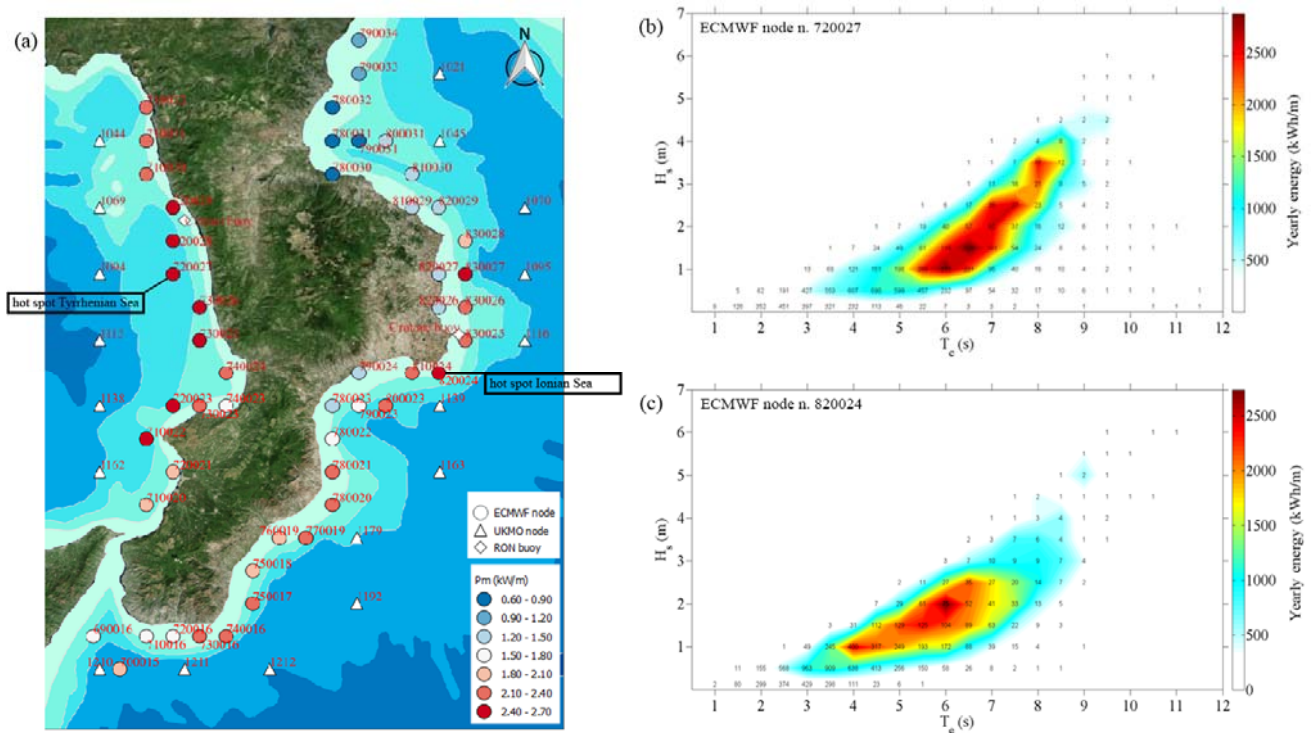


Figure 2. (a) Spatial distribution of yearly mean wave power P_m off the coast of Calabria by means of ECMWF data (circles = ECMWF nodes, triangles = UKMO nodes, diamonds = RON buoys); (b) Mean yearly wave energy at the hot spot for the Tyrrhenian Sea (ECMWF node n. 720027); (c) Mean yearly wave energy at the hot spot for the Ionian Sea (ECMWF node n. 820024).

4 OPTIMIZATION OF WAVE ENERGY CONVERTERS

In order to obtain a good efficiency in wave electricity production over the year, the original size of 11 commercial WECs developed for deep water conditions was downscaled using the Froude criterion. Specifically, Aquabuoy, AWS, Langlee, Langlee Robusto, OceanTec, OE Buoy, Pelamis, Pontoon, Seabased, Wave Dragon and Wavebob devices characterized by different working principles and dimensions were taken into account (for more details see, e.g., *Babarit et al.*, 2012). On the basis of adopted classes of sea states characterized by H_s and T_e (or T_p) and the power matrices of the involved devices, Figs. 3a and 3b show the variation of the scale factor, λ , as a function of the capacity factor, c , for the two selected hot spots. Owing to the milder wave climate off Calabria with respect to the West of Sardinia and Sicily (*Bozzi et al.*, 2014; *Iuppa et al.*, 2015), lower scale factors associated to the maximum capacity factor were deduced. Even if the wave energy at the Ionian hot spot is lower than the Tyrrhenian one, the combination of sea states and power matrices generally leads to greater values of capacity factor. Among the selected devices, it can be observed that the Langlee Robusto device presents the highest values of λ and c . The reason is due to the moderate size of the above semi-submersible floating device linked to the relevant appearing of small sea states. Reasonable values of λ and c were also associated to the downscaled Aquabuoy and AWS devices, showing values of $c > 20\%$ that are comparable with the results obtained for more energetic waves of the Atlantic Ocean (e.g., *Babarit et al.*, 2012). For instance, the spatial distribution off Calabria of the scale factor, associated to the maximum capacity factor and ranging from about 0.1 to 0.4, for the device Langlee Robusto is highlighted in Fig. 3c. Finally, Tab. 2 illustrates the performances of all downscaled devices at the hot spots for Tyrrhenian and Ionian Seas in terms of scale factor, nominal power, mean power, capacity factor, yearly mean energy and operating days in a year. In addition to the mentioned Langlee Robusto, acceptable performances were observed for Wave Dragon and OceanTec devices in terms of annual mean energy even if they work with a lower operating time. It is worth noting that the resizing of present WECs could be associated to a real assessment of appropriated power matrices deduced from ad-hoc experiments. Moreover, additional analyses involving economic factors and the presence of specific support infrastructures (ports, roads, etc.) will be necessary to check the real feasibility of small-scale WEC installations for the present case study.

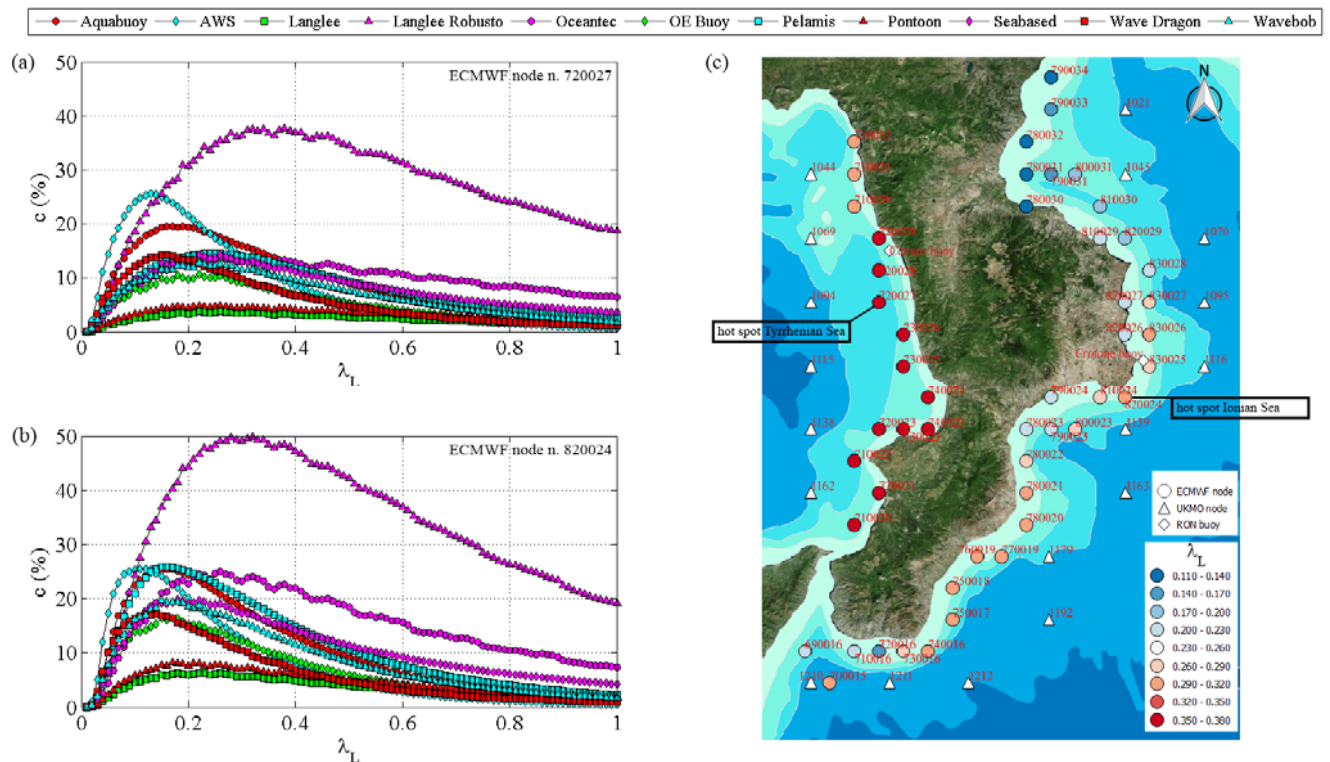


Figure 3. Capacity factor vs. scale factor of the downscaled WECs at the hot spot of Tyrrhenian Sea (a) and of Ionian Sea (b); Spatial distribution of the scale factor associated to the maximum capacity factor for Langlee Robusto off the coast of Calabria (c).

ECMWF node	Device	Scale	Nominal power (kW)	Mean power (kW)	Capacity factor (%)	Yearly mean energy (MWh)	Operating days in a year (%)
720027/ 820024	Aquabuoys	0.16/0.15	0.41/0.33	0.11/0.12	19.60/25.51	0.70/0.73	72.50/71.72
	AWS	0.13/0.12	1.84/1.39	0.63/0.50	25.60/25.48	4.12/3.10	74.51/70.23
	Langlee	0.26/0.22	14.92/8.32	0.76/0.64	3.79/6.36	4.95/4.63	74.15/82.85
	Langlee Robusto	0.38/0.32	4.46/2.45	1.95/1.41	37.77/49.85	14.77/10.68	86.68/86.40
	Oceantec	0.32/0.26	9.27/4.48	1.85/1.48	13.64/24.97	11.08/9.80	68.35/75.63
	OE Buoy	0.22/0.15	10.89/2.85	1.60/0.64	10.63/16.47	10.14/4.11	72.51/72.84
	Pelamis	0.25/0.16	5.86/1.23	1.04/0.42	14.56/25.93	7.47/2.79	82.07/76.66
	Pontoon	0.22/0.17	18.07/7.33	1.22/0.80	4.90/8.28	7.76/5.32	72.51/75.61
	Seabased	0.22/0.18	0.07/0.04	0.01/0.01	14.26/19.80	0.09/0.06	72.51/78.84
	Wave Dragon	0.15/0.14	9.15/7.19	3.12/3.04	14.28/17.18	11.45/10.82	74.85/40.66
	Wavebob	0.22/0.15	4.99/1.31	0.88/0.35	12.81/19.64	5.60/2.25	72.51/72.84

Table 2. Performances of the downscaled WECs at the hot spots for Tyrrhenian Sea and Ionian Sea.

REFERENCES

- Babarit, A., Hals, J., Muliawan, M.J., Kurniawan, A., Moan, T. & Krokstad, J. Numerical benchmarking study of a selection of wave energy converters, *Renew. En.*, 41, 44-63, 2012.
- Bozzi, S., Archetti, R. & Passoni, G. Wave electricity production in Italian offshore: a preliminary investigation, *Renew. En.*, 62, 407-416, 2014.
- Contini, P. & De Girolamo, P. Impatto morfologico di opere a mare: casi di studio, *Atti VIII Convegno AIOM*, Lerici, 1998.
- Iuppa, C. Cavallaro, L., Foti, E. & Vicinanza, D. Potential wave energy production by different wave energy converters around Sicily, *J. of Renew. and Sustain. En.*, 7, 061701, 2015.
- Monteforte, M., Lo Re, C. & Ferreri, G.B. Wave energy assessment in Sicily (Italy). *Renew. En.*, 78, 276-287, 2015.
- Vicinanza, D., Contestabile, P. & Ferrante, V. Wave energy potential in the north-west of Sardinia, *Renew. En.*, 50, 506-521, 2013.

DESIGN OF POINT ABSORBER ARRAYS IN THE ITALIAN OFFSHORE

Silvia Bozzi¹, Marianna Giassi², Federica Bizzozero¹, Adrià Moreno Miquel³, Alessandro Antonini³, Giambattista Gruosso¹, Renata Archetti³ & Giuseppe Passoni¹

(1) Department of Electronics, Information Science and Bioengineering, Politecnico di Milano, Milan, Italy; (2) Department of Engineering Sciences, Uppsala University, Uppsala, Sweden; (3) Department of Civil, Environmental and Materials Engineering, University of Bologna, Bologna, Italy

KEY POINTS:

- A time-domain hydro-electro-magnetic model of point absorber wave energy converters is used to identify the best wave farm design at four of the most energetic Italian locations
- The work shows that off the Italian coasts it is possible to design four WECs farms producing more than four isolated units, taking advantage of constructive wave interferences
- The optimal wave farm design consists in a linear layout with distance between units of 10 buoy diameters at Mazara del Vallo, Ponza and La Spezia and in a rhombus layout with WEC distance of 20 diameters at Alghero

1 INTRODUCTION

Many works have investigated wave interactions effects in WEC farms. Recently, Babarit (2013) reviewed the existing literature and Folley *et al.* (2012) reviewed the existing numerical methods for modelling WEC arrays. However, no studies have been focused on the optimization of wave farm designs for specific wave climates. As a result, is still an open question if it is possible to design an optimal array layout in order to achieve a significant gain in the power output, due to constructive wave interference or if positive wave interaction effects are only possible for specific combinations of wave period, wave direction, array layout and WEC separation distance, which are not realizable in real cases.

Aim of this paper is to study the effect of WEC interactions on array power absorption in realistic wave climates. More specifically, we investigate the effect of wave directionality, geometrical layout and WEC separation distance on the performance of four heaving point absorbers, hypothetically deployed at four sites off the Italian coasts. The final goal is to provide tentative guidelines for wave farm design in Italian seas.

2 MODEL

The selected WEC consists in a cylindrical buoy attached to a linear electric generator placed on the seafloor, similar to the Seabased WEC (Leijon *et al.* 2008). The time domain model of the wave farm is based on the linear potential flow theory and only a 1D degree of freedom along the vertical axis (heave mode) is assumed for the devices. Forces due to the mooring system and the vertical drag force are also neglected. Under these assumptions, the equation of motion of the WECs in the time domain is cast in matrix form as:

$$(\mathbf{M} + \mu_\infty)\ddot{\mathbf{z}}(t) = \mathbf{F}_{ex}(t) - \int_0^t \mathbf{K}_R(t - \tau)\dot{\mathbf{z}}(\tau)d\tau - (\mathbf{K}_H + \mathbf{K})\mathbf{z}(t) - \mathbf{F}_{PTO}(t) \quad (1)$$

where $\mathbf{z}(t)$ is the position vector of the array at time t , measuring deviations from the static equilibrium of each buoy; $\dot{\mathbf{z}}(t)$ and $\ddot{\mathbf{z}}(t)$ are the velocity and acceleration vectors of the array, respectively; \mathbf{M} is the mass matrix of the system; μ_∞ is the added mass of the buoy at infinite frequency; \mathbf{K}_H is the hydrostatic stiffness matrix; \mathbf{K} is the spring stiffness matrix; \mathbf{K}_R is the radiation impulse response matrix and $\mathbf{F}_{ex}(t)$ is the excitation force vector for a plane wave of unit amplitude.

For each sea state, i.e. each H_S and T_p pair, free surface elevation $\eta(H_S, T_p, t)$ was obtained as a superposition of N_w regular waves assuming a JONSWAP spectral distribution with frequency spreading parameter equal to 3.3 for all sea states (APAT, 2004). The frequency dependent matrices of excitation and radiation force were estimated by solving the scattering and radiation problem with the boundary element code AQWA (ANSYS Inc., USA).

The electromagnetic force due to the PTO system $\mathbf{F}_{PTO}(t)$ was calculated according to Faraday-Lenz laws by solving the following ODE system:

$$\begin{aligned} e_A &= (R_c + R_l)i_A(t) + L_{AA}\frac{di_A(t)}{dt} + L_{AB}\frac{di_B(t)}{dt} + L_{AC}\frac{di_C(t)}{dt} \\ e_B &= (R_c + R_l)i_B(t) + L_{BA}\frac{di_A(t)}{dt} + L_{BB}\frac{di_B(t)}{dt} + L_{BC}\frac{di_C(t)}{dt} \\ e_C &= (R_c + R_l)i_C(t) + L_{CA}\frac{di_A(t)}{dt} + L_{CB}\frac{di_B(t)}{dt} + L_{CC}\frac{di_C(t)}{dt} \end{aligned} \quad (2)$$

where $i_k(t)$ is k^{th} phase current, $e_k(t)$ is the k^{th} phase electromotive force, R_c is coil resistance, R_l is load resistance and L_{ij} are self and mutual inductances. Further details on the WEC model can be found in Bozzi et al. (2013) and Gruosso *et al.* (2015).

Model results consist in the displacements and velocities of the WECs through time, from which the time-averaged power absorbed by each device is calculated. Then, the power output of the whole array is obtained by summing over all devices.

3 SIMULATIONS

Small arrays of four devices were simulated considering different geometrical layouts, distances between WECs and incident wave directions. All devices in the array were assumed to have the same geometry and power take off characteristics. Each buoy has diameter $D = 4$ m, height equal to 0.8 m and draft equal to 0.4 m. The linear generator has a nominal power of 10 kW. The studied farm configurations are linear (L), square (S) and rhombus (R). For each farm layout, four relative distances among the WECs were investigated: 5 D, 10 D, 20 D and 30 D. The wave direction rose was discretized into 12 wave direction bins, 30° degrees apart, and for each incident wave direction 90 sea states were simulated, considering 9 significant wave height (H_s) bins (from 0.25 m to 4.25 m) and peak periods (T_p) ranging from 2.5 to 11.5 s at intervals of 1 s.

Once the power matrices of the all the possible combinations of layout geometry, WEC distance and wave direction were calculated, we estimated the annual energy output (AEO) of the three farm layouts at four of the most energetic Italian locations: Alghero, Mazara del Vallo, Ponza, and La Spezia. To find out the most productive wave farm orientation at each site, the layouts were simulated for all the possible directions. Assuming waves coming from sectors at 30° interval, six orientations were simulated for the linear and rhombus layouts and three for the square configuration (Fig. 1). Each oriented layout was also simulated for four different distances between the park units, thus leading to 60 wave farm designs simulated at each site, globally. To assess electricity production, the directional wave climate of each location was evaluated, discretizing the wave direction rose into 12 wave angle bins - 30° degrees apart - and estimating the sea state occurrence matrices corresponding to each wave direction bin. Then, for each wave direction, the previously obtained power matrix corresponding to that direction (taking into account the direction of propagation of the waves relative to layout orientation) was multiplied by the directional occurrence matrix and finally it was summed over all the 12 wave directions.

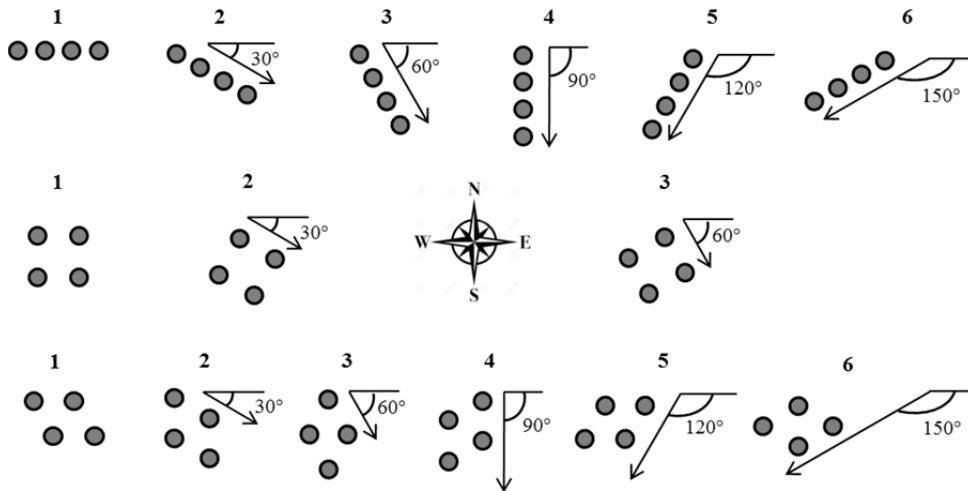


Figure 1. Layout orientations simulated at the study sites.

4 RESULTS

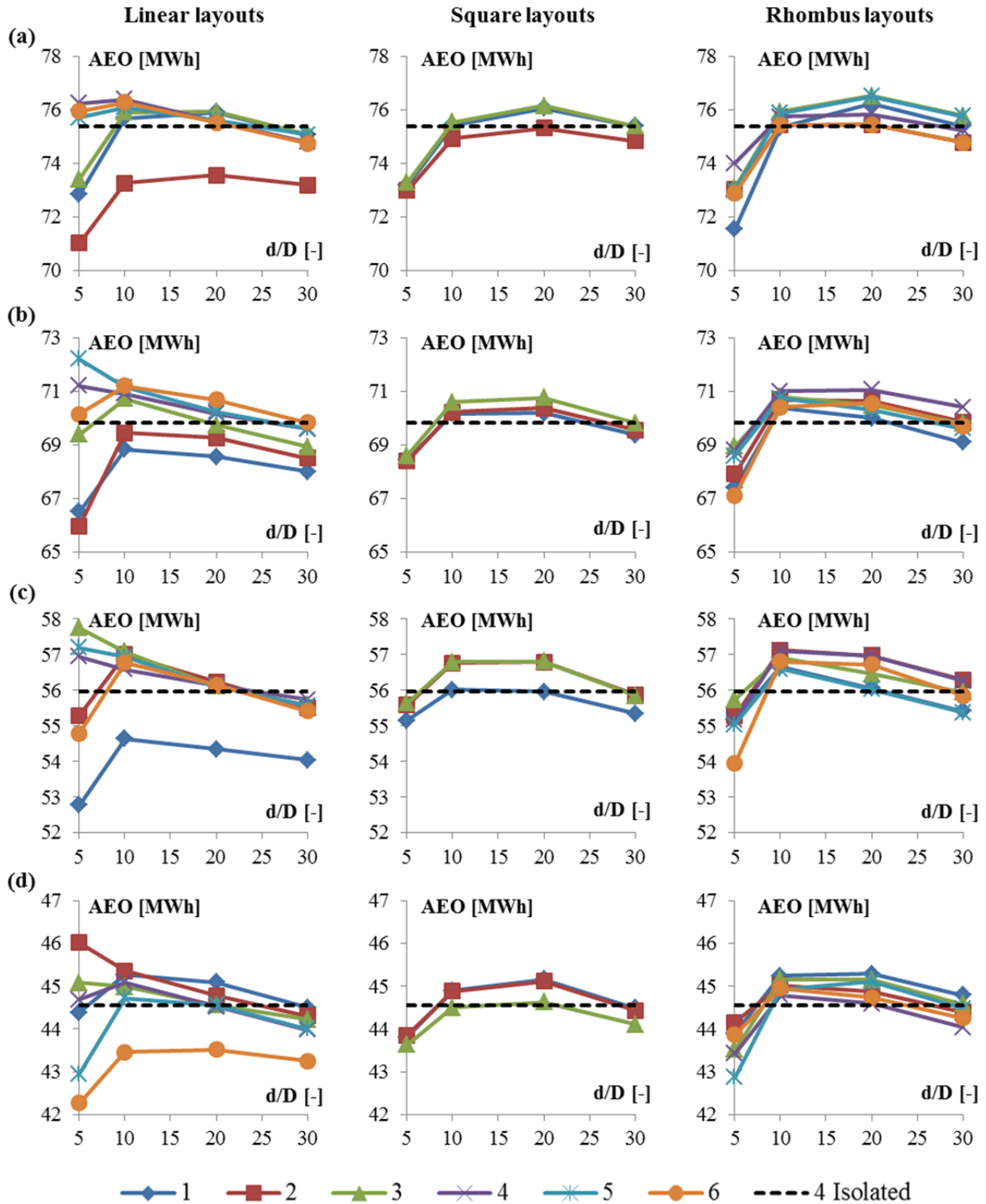


Figure 2. Annual energy output (AEO) of linear, square and rhombus arrays as a function of separation distance d , normalized by buoy diameter D , for different layout orientations, at four hypothetical installation locations: (a) Alghero, (b) Mazara del Vallo, (c) Ponza and (d) La Spezia.

Fig. 2 shows the results in term of annual energy production for the simulated wave farm designs at the study sites. In the figure each column corresponds to a different layout and each row to a different location. Each plot shows the AEO as a function of WEC relative distance for different layout orientations and for four isolated WECs. It is evident that almost all the curves arrange in a convex shape. This indicates that the optimum distance between the units falls in the range between 5 and 30 buoy diameters. An exception is represented by the linear layout, which for some orientations, depending on the study site, has the highest productivity when the buoys are very close to each other's (i.e. at 5 diameters of separation distance). It can also be observed that it is possible to find an array design configuration, which performs better than four isolated devices, at all the study sites. This finding disagrees with the current view that wave farm design should be focused to minimize destructive interaction effects rather than to maximize constructive interference (Babarit, 2013). However, it is important to take into account that our results were obtained for a small wave farm of four units only.

Excluding Alghero, the highest energy production is obtained with the linear layout and a separating distance of 5 diameters, at all the locations (Table 1). To maximize electricity production, the layout line connecting the buoys should stay between 30° and 60° with respect to the dominant wave direction. At Alghero, the best array design corresponds to a rhombus layout with a WEC distance of 20 D. The optimal farm designs lead to a power gain, with respect to four isolated WECs, from 1.5 % (at Alghero) to 3.4 % (at Mazara del Vallo). The difference in energy production between the best and worst array design is about 8%.

		Layout	Distance	Orientation	Power gain/lost
Max (AEO)	Alghero	Rhombus	80 m	3	1.5%
	Mazara	Linear	20 m	5	3.4%
	Ponza	Linear	20 m	3	3.2%
	Spezia	Linear	20 m	2	3.3%
Min (AEO)	Alghero	Linear	20 m	2	-5.8%
	Mazara	Linear	20 m	2	-5.5%
	Ponza	Linear	20 m	1	-5.7%
	Spezia	Linear	20 m	6	-5.1%

Table 1. Wave farm designs optimizing/minimizing annual energy production at the study sites.

5 CONCLUSIONS

The work has shown that off the Italian coasts it is possible to design a four WECs farm producing more than four isolated units, taking advantage of constructive wave interferences. In most of the study sites, the optimal wave farm design consists in a linear layout with distance between the units of 10 buoy diameters. However, the effects of constructive and destructive wave interactions are generally limited, being the difference in energy production between the best and worst array design about 8%. This might lead to take into account other aspects, besides energy production, in wave farm design (e.g. power quality, mooring configuration, installation and maintenance costs and occupation of the ocean area).

REFERENCES

- APAT. Atlante delle onde nei mari italiani e Italian wave atlas, 2004, Roma.
- Babarit, A. On the park effect in arrays of oscillating wave energy converters, *Renewable Energy*, 2013, 58, 68-78.
- Bozzi, S. Moreno Miquel, A., Antonini, A., Passoni, G. & Archetti, R. Modeling of a point absorber for energy conversion in Italian seas, *Energies*, 2013, 6, 3033 - 3051.
- Folley, M., Babarit, A., Child, B., Forehand, D., O'Boyle, L. Silverthorne, K., et al. A review of numerical modelling of wave energy converters arrays, *Proceedings of the 31st International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil, 2012.
- Gruosso, G., Zhou, Q., Bozzi, S. & Passoni, G. Sea Wave Generation: generator arrays combined with VOC converter for efficient energy conversion in Italian Seas, *Proceedings of IEEE ICIT 2015 Conference*, Seville, Spain, 2015.
- Leijon, M., Boström, C. Danielsson, O., Gustafsson, S., Haikonen, K. et. al., "Wave Energy from the North Sea: Experiences from the Lysekil Research Site", *Surveys in Geophysics*, vol. 29(3), pp. 221-240, 2008.

SUL CALCOLO DELLA RISPOSTA DEI DISPOSITIVI U-OWC

Giovanni Malara¹, Alessandra Romolo¹, Vincenzo Fiamma¹ & Felice Arena¹

(1) Natural Ocean Engineering Laboratory (NOEL), Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria, Loc. Feo di Vito, 89122 Reggio Calabria

ASPETTI CHIAVE

- Un dispositivo U-Oscillating Water Column (U-OWC) è installato presso il laboratorio NOEL ed equipaggiato con trasduttori di pressione in grado di registrarne sollecitazione e risposta.
- Il modello attualmente impiegato per il calcolo della risposta dinamica nel dominio del tempo produce una sistematica sovrastima delle oscillazioni dell'acqua all'interno della camera.
- Un modello alternativo è proposto e validato considerando una rappresentazione delle perdite di carico tramite il metodo dell'accelerazione istantanea.

1 PREMESSA

I dispositivi a colonna d'acqua oscillante (Oscillating Water Column, OWC) sono tra i convertitori di energia ondosa più studiati in letteratura. Tali dispositivi sono formati da una colonna d'acqua direttamente collegata al mare aperto, una camera d'aria con una piccola apertura e una turbina direttamente collegata alla camera d'aria tramite la piccola apertura. La notorietà del dispositivo è probabilmente dovuta alla semplicità del principio di funzionamento: le onde incidenti inducono oscillazioni della colonna d'acqua. Tali oscillazioni comprimono e decomprimono la camera d'aria generando un flusso d'aria alternato nella piccola apertura. L'energia dell'aria è convertita in energia elettrica per mezzo della turbina. Una panoramica generale sull'argomento fu proposta da *Falcão & Henriques* (2015), tramite una descrizione dei progetti in fase di sviluppo e realizzazione.

Una particolare sottoclasse dei sistemi OWC sono i dispositivi U-OWC. Tali dispositivi hanno la peculiarità di avere un tubo addizionale ad U per collegare la colonna d'acqua al mare aperto, che è utilizzato per sintonizzare il periodo naturale di vibrazione della colonna oscillante ad un periodo desiderato. Essi furono introdotti da *Boccotti* (2003) nel contesto delle dighe sommerse e successivamente nel campo delle dighe a parete verticale (*Boccotti*, 2007). Precedenti attività teoriche e sperimentali dimostrarono che il dispositivo è in grado di raggiungere le condizioni di risonanza con le onde di mare e che le frazioni di energia ondosa incidente mediamente assorbite in uno stato di mare possono anche superare il 90% (*Boccotti et al.*, 2007; *Malara & Arena*, 2013). Proprio il dispositivo U-OWC è in fase di realizzazione in scala prototipale presso il porto di Civitavecchia. Tale infrastruttura comprenderà 17 cassoni, ciascuna con 8 camere indipendenti, per un totale di 136 turbine. Nel complesso, l'impianto avrà una potenza installata di 2.7MW (*Arena et al.*, 2014; *Arena et al.*, 2013).

In questa memoria si intende rivisitare il modello impiegato per la stima della risposta di un U-OWC come proposto da *Malara et al.* (2016). In particolare, a partire dai dati sperimentali registrati da un cassone installato in un bacino naturale, si mostra che il modello attualmente proposto in letteratura fornisce delle sovrastime delle oscillazioni della colonna d'acqua nel dominio del tempo. Tali sovrastime dipendono dalla rappresentazione delle perdite di carico introdotte nel calcolo della risposta dinamica. Per migliorare tale modello, si propone di utilizzare un modello basato sul calcolo dell'accelerazione istantanea della colonna oscillante come suggerito nel contesto delle reti idrauliche (*Adamkowski & Lewandowski*, 2006; *Brunone & Berni*, 2010).

2 CASSONE SPERIMENTALE E STRUMENTAZIONE

Un dispositivo U-OWC è installato presso il bacino naturale del laboratorio NOEL (www.noel.unirc.it). Il cassone ha un'altezza di 3,57m e una larghezza di 3,79m. Esso è fornito di tre camere indipendenti. Le camere laterali hanno una larghezza di 1,27m, mentre la camera centrale è di 1,23m. Il condotto ad U ha una larghezza di 0,5m ed una lunghezza di 0,8m, mentre la colonna d'acqua è larga 1m. L'apertura tra la parte interna del cassone e il condotto ad U è di 0,6m. La sperimentazione è stata condotta in due fasi: fase 1) test

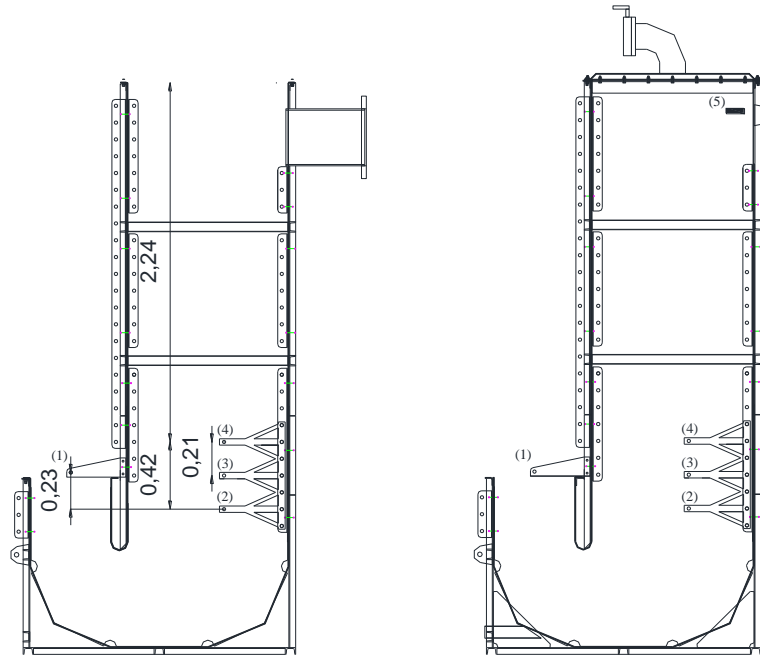


Figura 1. Sezione trasversale del cassone sperimentale installato presso il NOEL. Pannello sinistro: sezione della camera centrale; pannello destro: sezione della camera laterale.

senza piastra di copertura; fase 2) test con piastra di copertura.

La figura 1 mostra 2 sezioni trasversali del cassone e la strumentazione installata al suo interno. La camera centrale è stata monitorata durante la fase 1), mentre la cella laterale è stata impiegata nella fase 2).

Nel complesso la fase sperimentale ha permesso di ottenere 537 registrazioni nella fase 1) e 158 nella fase 2). Ciascuna registrazione ha una durata di 5min, e tutti i segnali sono campionati a 10Hz.

3 CONFRONTO TRA MODELLO ATTUALE E MODELLO PROPOSTO

Le oscillazioni della camera interna sono stimate tramite integrazione dell'equazione di Bernoulli impiegata tra l'imboccatura esterna e la superficie libera interna al cassone. Definito H_a il carico totale all'imboccatura e H_b il carico totale nella camera interna, l'equazione del moto della colonna oscillante è dato dall'equazione (Boccotti, 2007)

$$\frac{1}{g} \left\{ \frac{b_2}{b_1} l_i + l_i + h + h_c - x \right\} \ddot{x} = H_b - H_a - \Delta h, \quad (1)$$

dove l_i e b_1 sono larghezza e lunghezza del condotto esterno, b_2 è la larghezza della camera interna, h è l'affondamento dell'imboccatura rispetto al livello di medio mare, h_c è l'altezza della camera d'aria rispetto al livello di medio mare, g è l'accelerazione di gravità, x è la quota istantanea della superficie libera interna misurata dalla sommità della camera d'aria, e Δh è la perdita di carico.

L'equazione (1) è rigorosamente definita a meno delle perdite di carico. Infatti, tale quantità è calcolata attraverso una rappresentazione semplificata utile ai fini del calcolo della risposta del sistema alle sollecitazioni esterne. Attualmente, la rappresentazione più utilizzata è

$$\Delta h = K_w \frac{b_2^2}{b_1^2} \frac{\dot{x}|\dot{x}|}{2g}, \quad (2)$$

in cui K_w è un coefficiente posto pari a 0,75 sulla base di misure sperimentali (Boccotti et al., 2007).

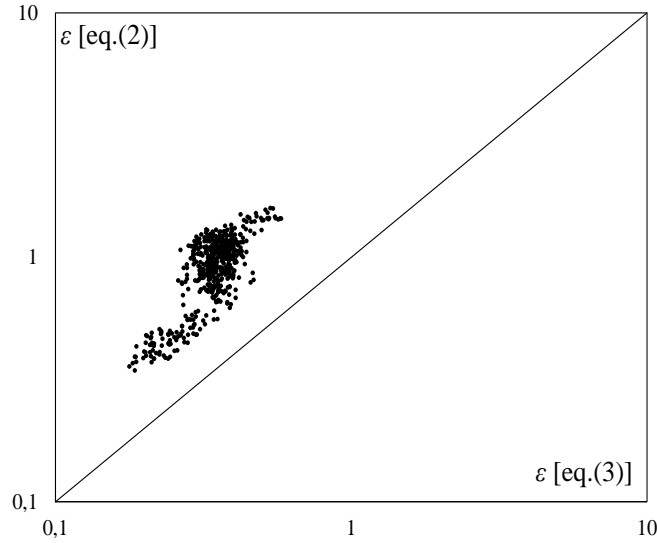


Figura 2. Sezione trasversale del cassone sperimentale installato presso il NOEL. Pannello sinistro: sezione della camera centrale; pannello destro: sezione della camera laterale.

L'equazione (2) è una rappresentazione basata sulla formula di Darcy-Weisbach tradizionalmente impiegata nello studio delle correnti in pressione. Nel contesto in esame il suo impiego non appare appropriato, poiché all'interno di un U-OWC non vi è un moto permanente. Pertanto, si intende esplorare l'applicabilità del modello basato sulla inclusione delle perdite di carico da moto vario. Tra i vari modelli proposti in letteratura, si prenderà in esame il modello di *Brunone et al.* (1991), secondo cui

$$\Delta h = \Delta h_{st} + \Delta h_{un}, \quad (3)$$

dove Δh_{st} sono perdite di carico da moto permanente e Δh_{un} sono perdite di carico da moto vario. In particolare,

$$\Delta h_{st} = C_{dg} \left\{ \frac{l_i}{R_{h,1}} \left(\frac{b_2}{b_1} \right)^2 + \frac{l_i + h + h_c - x}{R_{h,2}} \right\} \frac{\dot{x}|\dot{x}|}{2g}, \quad (4)$$

$$\Delta h_{un} = C_{in} \left\{ \frac{l_i}{g} \left(\frac{b_2}{b_1} \right)^2 + \frac{l_i + h + h_c - x}{g} \right\} \ddot{x}. \quad (5)$$

I coefficienti C_{dg} e C_{in} sono stimati sperimentalmente attraverso una procedura di best-fit dei dati nel dominio del tempo. Nel dettaglio, per ciascuna registrazione si è calcolata la fluttuazione x sia a partire dai dati di pressione secondo la procedura descritta da *Boccotti et al.* (2007) che a partire dalla registrazione del carico H_b integrando numericamente l'eq. (1). Quindi si sono calcolati i valori ottimali di C_{dg} e C_{in} che minimizzano l'errore medio tra i valori predetti e misurati. Tale procedura è stata condotta nella fase 1) della sperimentazione. Essa ha evidenziato che C_{in} varia nell'intervallo $[0, 0,25]$, mentre C_{dg} varia in $[0,5, 1,3]$. Nel seguito, si considerano i valori medi dei coefficienti $C_{in} = 0,13$ e $C_{dg} = 0,71$.

Le risposte calcolate tramite eq. (2) e eq. (3) sono confrontate considerando i dati registrati nella fase 2). In questo caso, il parametro di riferimento associato a ciascuna registrazione è

$$\mathcal{E} = \frac{\|x_{meas} - x_{calc}\|}{\|x_{meas} - \bar{x}_{meas}\|}. \quad (6)$$

dove x_{calc} è la risposta calcolata, x_{meas} è la risposta misurata, \bar{x}_{meas} è il valor medio della risposta misurata e

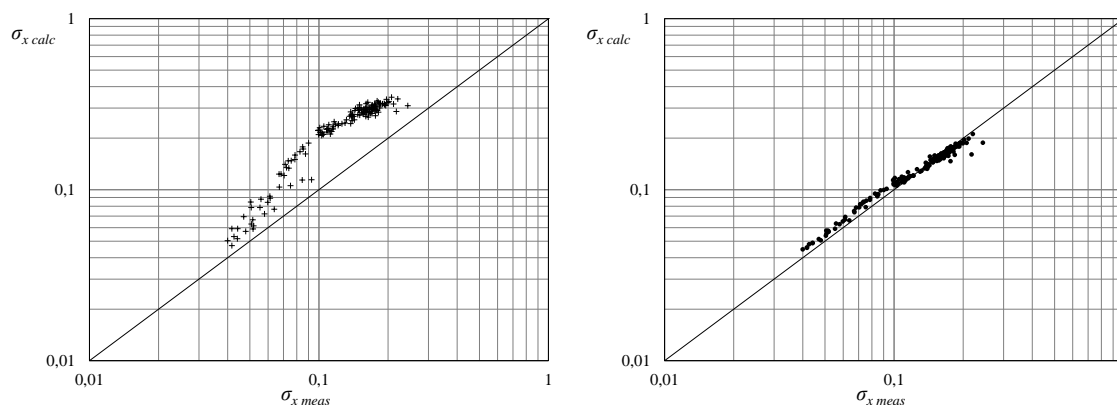


Figura 3. Deviazione standard della risposta calcolata ($\sigma_{x\text{ calc}}$) versus deviazione standard della risposta misurata ($\sigma_{x\text{ meas}}$). A sinistra: stime ottenute tramite l'eq. (2). A destra: stime ottenute tramite l'eq. (3).

$\|\cdot\|$ indica la norma Euclidea. Tale parametro, pertanto, fornisce una stima della discrepanza tra il dato calcolato ed il dato misurato.

La figura 2 mostra le discrepanze calcolate da ciascuna registrazione. Si osserva che l'eq. (3) produce sistematicamente una stima migliore della risposta dell'U-OWC.

La figura 3 mostra un confronto tra le statistiche della risposta dell'U-OWC. Si osserva che il modello implementato tramite eq. (2) produce delle evidenti sovrastime, che risultano invece molto contenute nel per l'eq. (3).

RINGRAZIAMENTI

Le attività sperimentali nel laboratorio NOEL sono state parzialmente finanziate nell'ambito dell'accordo con ENEA, Agenzia nazionale per le nuove tecnologie, l'energia e lo sviluppo economico sostenibile, supportato dal Ministero dello Sviluppo Economico, con la 'Ricerca di Sistema Elettrico'.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Adamkowski, A. & Lewandowski, M. Experimental Examination of Unsteady Friction Models for Transient Pipe Flow Simulation, *Journal of Fluids Engineering*, 2006, 128(6), 1351-1363.
- Arena, F., Malara, G. & Romolo, A. A U-OWC wave energy converter in the Mediterranean Sea: preliminary results on the monitoring system of the first prototype, *Proceedings of the 1st International Conference on Renewable Energies Offshore*, Lisbon, Portugal, 2014.
- Arena, F., Romolo, A., Malara, G. & Ascanelli, A. On design and building of a U-OWC wave energy converter in the Mediterranean Sea: a case study, *Proceedings of the 32nd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering*, OMAE2013, Nantes, France, 2013.
- Boccotti, P. On a new wave energy absorber, *Ocean Engineering*, 2003, 30(9), 1191-1200.
- Boccotti, P. Caisson breakwaters embodying an OWC with a small opening—Part I: Theory, *Ocean Engineering*, 2007, 34(5-6), 806-819.
- Boccotti, P., Filianoti, P., Fiamma, V. & Arena, F. Caisson breakwaters embodying an OWC with a small opening-Part II: A small-scale field experiment, *Ocean Engineering*, 2007, 34(5-6), 820-841.
- Brunone, B. & Berni, A. Wall Shear Stress in Transient Turbulent Pipe Flow by Local Velocity Measurement, *Journal of Hydraulic Engineering*, 2010, 136(10), 716-726.
- Brunone, B., Golia, U. M. & Greco, M. Some Remarks on the Momentum Equations for Fast Transients, *Proceedings of the International Meeting on Hydraulic Transients with Column Separation*, 9th Round Table, Valencia, Spain, 1991.
- Falcão, A. F. O. & Henriques, J. C. C. Oscillating-water-column wave energy converters and air turbines: A review, *Renewable Energy*, 2015, 85, 1391-1424.
- Malara, G. & Arena, F. Analytical modelling of an U-Oscillating Water Column and performance in random waves, *Renewable Energy*, 2013, 60, 116-126.
- Malara, G., Romolo, A., Fiamma, V. & Arena, F. On the modelling of water column oscillations in U-OWC energy harvesters, *Experiments in Fluids*, 2016, Under review,

ASSESSMENT OF THE WAVE ENERGY CONVERSION EFFICIENCY IN THE AEGADIAN ISLANDS

Carlo Lo Re¹, Massimiliano Monteforte¹, Giovanni Besio² & Giovanni Battista Ferreri¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali, Università degli Studi di Palermo, Viale delle Scienze ed. 8, Palermo; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale, Università degli Studi di Genova, Genova

KEY POINTS

- The wave energy conversion efficiency surrounding an island group of Mediterranean Sea is estimated
- A wave reanalysis dataset is used to characterize the offshore wave climate around Aegadian Islands and several numerical simulation of wave propagation are carried out
- It is possible to convert the wave energy into electric energy and, at the same time, protecting the coastal areas from erosion

1 INTRODUCTION

Wave energy is the renewable source that arouses the more and more increasing interest of the Researchers and the Companies, especially for the advancement of energy conversion technologies. Actually, in recent years we are witnessing a race to develop more and more wave energy converters (WEC) (e.g., AcquaBuOY, Pelamis, Wave Dragon, etc.) but, obviously, these devices must be designed and sized for the various installation sites and, therefore, they cannot disregard from the energy resource availability of the sites themselves.

Numerous studies on wave resource assessment have been carried out for many world areas. Although most of wave power is available in the oceans, *Mørk et al.* (2010) assessed the gross wave power resource to be 37 GW in the Mediterranean Sea.

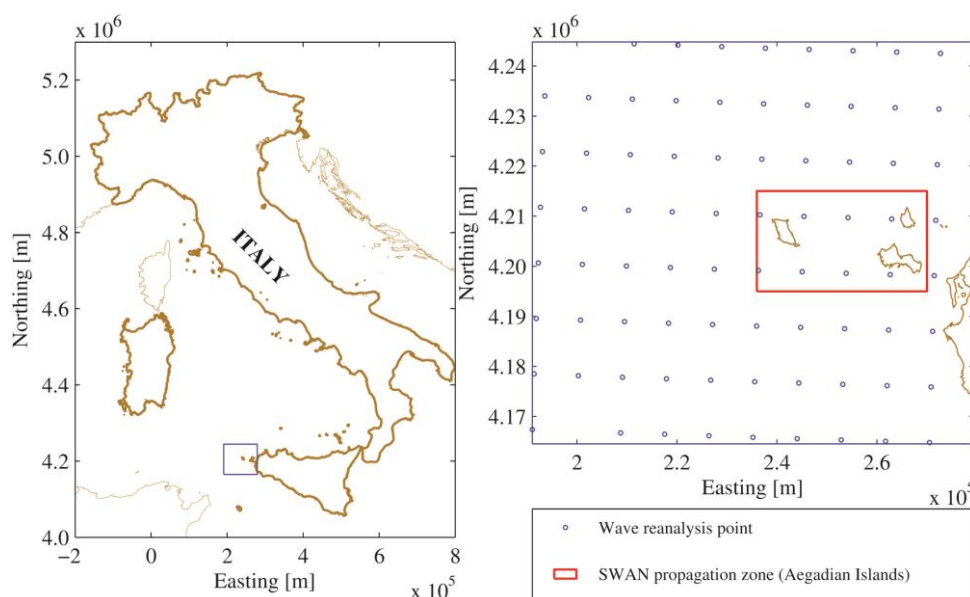


Figure 1. Map of Italy and Aegadian Islands showing the reanalysis data sites and the SWAN propagation zone (ED50-UTM33N).

Liberti et al. (2013) and *Besio et al.* (2016) carried out an assessment of the wave energy resources in the Mediterranean Sea using a third generation wave model, showing the area between Sardinia and Balearic Islands as the most promising of entire Mediterranean Sea. Their results, furthermore, affirmed the western Sardinia and southern and western Sicily as the most promising Italian areas for wave energy production. Particularly, as the most productive area of Sicily they identified the coastal stretch lying north of Mazara del Vallo with average power equal to about 6 kW/m, reaching values around 7 kW/m near Favignana Island. *Monteforte et al.* (2015) confirmed the results of *Liberti et al.* (2013) and *Besio et al.* (2016) and detected the

western coast of Sicily, in front of Aegadian Islands, as the most energetically promising, with average wave power reaching about 5 kW/m.

The greatest limitation for wave energy production in the Mediterranean sites is the available energy, rather low if compared with that estimated for oceanic coasts (Veigas & Iglesias, 2013). As demonstrate by Bozzi *et al.* (2014) and Iuppa *et al.* (2015a, b), however, the above-mentioned limitation does not preclude the WEC installation, because these devices can be scaled and fixed to low energetic availability of the Mediterranean Sea.

In this work, we focus on the wave energy resource in Aegadian Islands both in deepwater and in the nearshore, and furthermore we simulate an installation of several WECs and the theoretical conversion of energy in this Mediterranean site. The area of study is represented by the Aegadian Islands (Fig. 1), a group of three small islands off the Sicilian west coast. The westernmost island is Marettimo, Levanzo is the northernmost one and Favignana is the closest to Sicily.

2 METHOD AND MATERIALS

A wave reanalysis dataset (Mentaschi *et al.*, 2015) is used to characterize the offshore wave climate around the study area (Figs. 1 and 2).

In a smaller inside area (Fig. 1), we carry out a detailed nearshore propagation, using SWAN model (Booij *et al.*, 1999), which is run forced with data from offshore wave reanalysis. The detailed analysis of wave propagation (Fig. 3) shows some "hot spots" sites very suitable for prospective WEC installations, with average monthly wave power up to 16 kW/m (Fig. 4).

In order to choose the best kind of WEC suitable to Mediterranean wave energy, we estimate the electricity production of several WEC technologies in the hot spot locations, associating the matrices that give the wave activity to the power matrices of each WEC. The examined WEC devices are specifically AquaBuoy (Weinstein *et al.*, 2004), Pelamis (Henderson, 2006), Oyster (Whittaker *et al.*, 2007), Wave Dragon (Kofoed *et al.*, 2006) and Seawave Slot-Cone Generator (Vicinanza *et al.*, 2012), mainly designed for working in the ocean wave climate conditions.

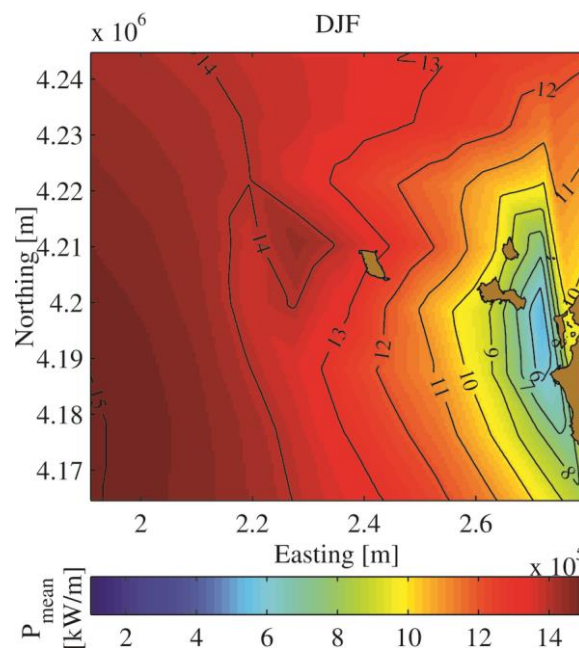


Figure 2. Distribution of winter average of the wave power flux per unit of crest on Aegadian Islands coastline (ED50-UTM33N).

3 RESULTS AND DISCUSSION

The examination of these five types of WEC shows that they are poorly suitable for exploiting the wave power of the Mediterranean Sea (low if compared with that of oceanic areas), as demonstrated by *Bozzi et al.* (2014). Then, these devices are downscaled in order to explore their performances corresponding to varying scale factors. The scale factors that maximize the estimated annual production of electric energy were in the range of $0.2 \div 0.5$.

In addition, with the assumption of Pelamis wave farm located near to the northwest coast of Marettimo island and a factor scale equal to 0.36, we simulate the WEC interaction with the wave climate on Marettimo's coast using a spectral model (SWAN), properly modified for modeling the behavior of WECs.

This study shows as in a coastal area of the Aegadian Islands, having a low availability of wave energy is possible convert it into electric energy and, at the same time, protecting the coastal areas from erosion. The analysis of WEC/wave interaction show as a coastal stretch, constantly subject to a particularly intense wave climate (the mean wave power in winter reaches about 14 kW/m), can be defended by the wave farm installation, which assumes the dual function of coastal protection and energy converting.

In particular in the island areas the renewable resources are fundamental for ensuring long-term socio-ecological sustainability and resilience. Indeed the small islands of the Mediterranean sea have limited access to the national or European Network grid and the local authorities frequently are obliged to use stand-alone power systems (SAPSs). Moreover these islands are locations which receive protection because of their recognized natural, ecological and/or cultural values; their territories are in several cases National Parks or Marine Protected Areas. For these reasons we have to look for new sustainable alternatives in the field of energy production and the wave power could prove to be a sound alternative among other renewable resources (Rusu and Onea, 2016).

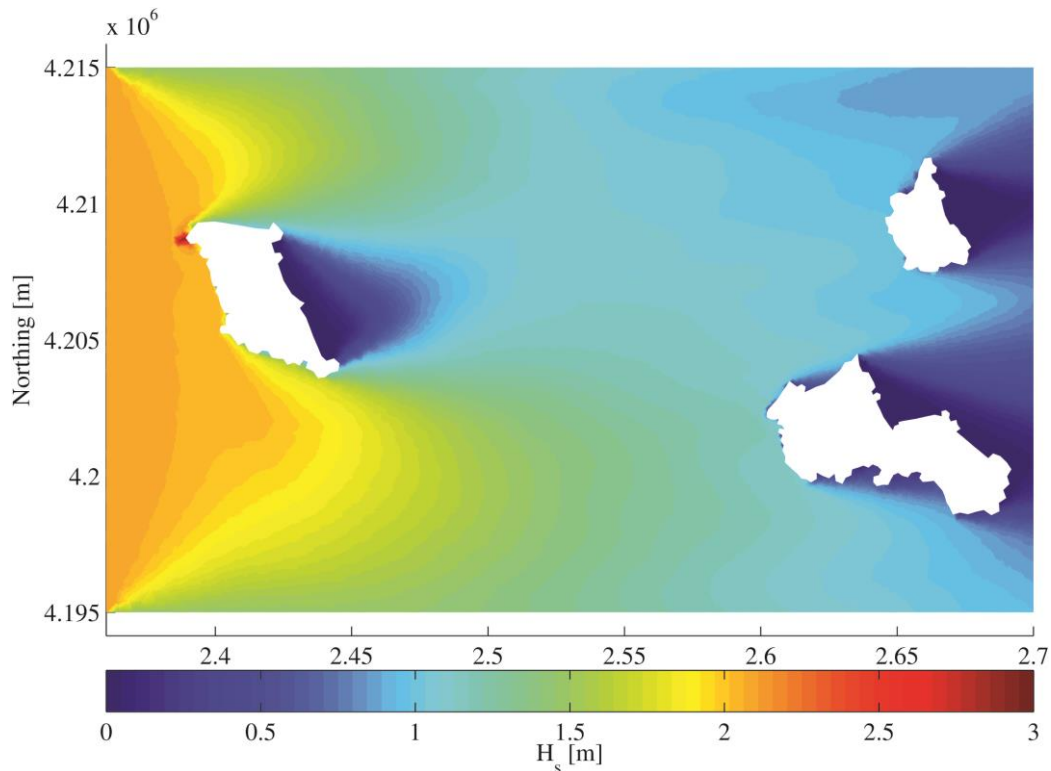


Figure 3. Nearshore propagation around the Aegadian Islands.

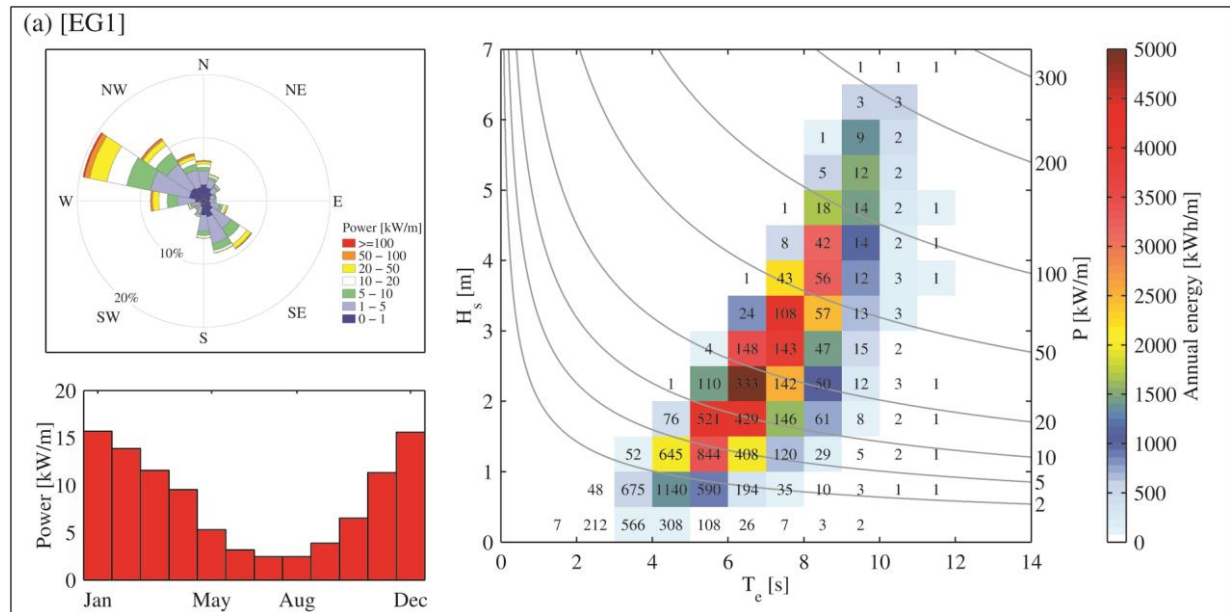


Figure 4. Characterization of mean yearly wave energy and wave power climate at the EG1 point; in plot H_s - T_e the color scale indicates annual energy per meter of wave front (kWh/m), the numbers within the bins indicate the occurrence of sea states (hours/year) and the isolines specify the wave power; the histograms refer to the monthly mean power.

REFERENCES

- Besio G., Mentaschi L., Mazzino A., 2016. Wave energy resource assessment in the Mediterranean Sea on the basis of a 35-year hindcast. *Energy* 94, 50-63.
- Booij, N., Ris, R., Holthuijsen, L. H., 1999. A third-generation wave model for coastal regions: 1. model description and validation. *Journal of Geophysical Research: Oceans* (1978–2012) 104 (C4), 7649–7666.
- Bozzi, S., Archetti, R., Passoni, G., 2014. Wave electricity production in Italian offshore: A preliminary investigation. *Renewable Energy* 62, 407–416.
- Henderson, R., 2006. Design, simulation, and testing of a novel hydraulic power take-off system for the pelamis wave energy converter. *Renewable energy* 31 (2), 271–283.
- Iuppa, C., Cavallaro, L., Vicinanza, D., Foti, E., 2015. Investigation of suitable sites for wave energy converters around Sicily (Italy). *Ocean Sci*, 11, 543-557.
- Iuppa, C., Cavallaro, L., Foti, E., Vicinanza, D., 2015. Potential wave energy production by different wave energy converters around Sicily. *Journal of Renewable and Sustainable Energy*, 7(6), 061701.
- Kofoed, J. P., Frigaard, P., Friis-Madsen, E., Sørensen, H. C., 2006. Prototype testing of the wave energy converter wave dragon. *Renewable energy* 31 (2), 181–189.
- Liberti, L., Carillo, A., Sannino, G., 2013. Wave energy resource assessment in the Mediterranean, the Italian perspective. *Renewable Energy* 50, 938–949.
- Mentaschi, L., Besio, G., Cassola, F., Mazzino, A., 2015. Performance evaluation of Wavewatch III in the Mediterranean Sea. *Ocean Modelling*.
- Monteforte, M., Lo Re, C., Ferreri, G. B., 2015. Wave energy assessment in Sicily (Italy). *Renewable Energy* 78, 276–287.
- Mørk, G., Barstow, S., Kabuth, A., Pontes, M. T., 2010. Assessing the global wave energy potential. In: *Proc. of 29th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering*, ASME, paper. Vol. 20473.
- Rusu, Eugen, and Florin Onea. "Estimation of the wave energy conversion efficiency in the Atlantic Ocean close to the European islands." *Renewable Energy* 85 (2016): 687-703.
- Veigas, M., Iglesias, G., 2013. Wave and offshore wind potential for the island of Tenerife. *Energy Conversion and Management* 76, 738–745.
- Vicinanza, D., Margheritini, L., Kofoed, J. P., Buccino, M., 2012. The ssg wave energy converter: Performance, status and recent developments. *Energies* 5 (2), 193–226.
- Weinstein, A., Fredrikson, G., Parks, M. J., Nielsen, K., 2004. Aquabuoy-the offshore wave energy converter numerical modeling and optimization. In: *OCEANS'04. MTS/IEEE TECHNO-OCEAN'04*. Vol. 4. IEEE, pp. 1854–1859.
- Whittaker, T., Collier, D., Folley, M., Osterried, M., Henry, A., Crowley, M., 2007. The development of oyster – A shallow water surging wave energy converter. In: *Proceedings of the 7th European*

ANALISI SPERIMENTALE DI UN SISTEMA GALLEGGIANTE PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA EOLICA

Andrea Cagninei¹, Luca Rossi¹, Davide Poggi¹

(1) Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture (DIATI), Politecnico di Torino, Torino

ASPETTI CHIAVE

- *Analisi sperimentale del comportamento dinamico di un modello semplificato di una struttura galleggiante per la produzione di energia eolica.*
- *Misura del moto di una struttura cilindrica, caratterizzata da diversi periodi propri di beccheggio e soggetta a sollecitazioni ondose, con videointerpretazione e sensore inerziale.*
- *Risposta del sistema marcatamente influenzata dal rapporto tra periodo naturale di beccheggio e di sussulto: configurazioni con periodo naturale di beccheggio inferiore a quello di sussulto hanno una risposta a beccheggio più regolare e minore deriva, mentre configurazioni con periodo naturale di beccheggio superiore a quello di sussulto presentano minori oscillazioni e maggiore deriva.*

1 PREMESSA

L'energia eolica è una delle principali fonti rinnovabili, ed in Italia ha visto un tasso di crescita media del 28.7% dal 2000 al 2013. Questa crescita costante si scontra con le difficoltà legate all'impatto paesaggistico e sonoro delle turbine, e alla difficoltà di individuare siti adatti all'installazione di parchi eolici.

In alternativa all'installazione di parchi eolici a terra si stanno diffondendo centrali eoliche off-shore, la cui diffusione è già relativamente estesa nei paesi dell'Europa Settentrionale. L'eolico off-shore offre come vantaggio un minore impatto, la maggiore facilità ad individuare siti adatti e la presenza di venti più stabili e costanti, a fronte di un incremento dei costi e delle difficoltà realizzative e di manutenzione (*Snyder and Kaiser 2009*). Ad oggi, le installazioni off-shore sono realizzate su basi fisse, su fondali relativamente bassi (circa 25 m massimi) ed in zone non interessate dalla navigazione.

Uno degli obiettivi di ricerca relativi all'eolico off-shore è legato allo studio di sistemi per l'installazione di impianti eolici off-shore al largo, dove si trova la maggior parte dell'energia disponibile (*Makridis 2013*). Questo significherebbe installare le piattaforme su strutture galleggianti ancorabili, e solleva tutta una serie di questioni relative alla stabilità ed alla configurazione ottimale di strutture galleggianti adatte ad ospitare delle turbine eoliche.

In questo studio si è svolta un'analisi preliminare su un modello semplificato di palo eolico galleggiante, costituito da un semplice cilindro, investigata la differente risposta della struttura a diverse sollecitazioni, in funzione delle caratteristiche del cilindro.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Apparato sperimentale

Le prove sono state condotte presso il laboratorio di idraulica "Giorgio Bidone" all'interno del DIATI nel Politecnico di Torino. Per questa campagna di prove si è utilizzato il canale adatto alla riproduzione di onde: si tratta di un canale rettangolare, lungo 0,4 m, largo 60 cm, con pareti trasparenti ed un livello idrico massimo di 80 cm. Il canale è attrezzato ad una estremità con un battitore oleodinamico controllato elettronicamente, che permette la generazione di moti ondosi, ed all'altra estremità con una rampa inclinata, adatta a dissipare l'energia delle onde nel canale limitando i fenomeni di riflessione.

Il canale è attrezzato con una serie di misuratori ad ultrasuoni che permettono la misura del livello e del moto ondoso all'interno del canale: prima dell'esecuzione delle prove è stata effettuata una taratura dei sensori e del controllo del battitore per verificare che le condizioni d'onda desiderate fossero riprodotte fedelmente.

Il modello che rappresenta il sistema galleggiante per la produzione di energia eolica è stato realizzato

con un semplice cilindro in PCV lungo 60 cm, con raggio della base di 4.2 cm e con una massa complessiva di circa 650 g sigillato alle estremità. Dato che lo scopo di questa campagna di misure era osservare il comportamento del dispositivo galleggiante con varie sollecitazioni e di misurarne la deriva, non si è utilizzato alcun tipo di ormeggio.

All'interno del cilindro è stata posizionata una zavorra di 2155 g, e diversi spessori in poliuretano di massa ridotta; le masse sono state scelte in modo da ottenere un'emersione del cilindro, in condizioni statiche, di 15 cm. Variando la posizione relativa della zavorra e degli spessori è stato possibile modificare la posizione del baricentro del modello, senza modificarne la massa complessiva né l'affondamento.

In questo modo si sono ottenute 7 diverse configurazioni in cui il modello ha una condizione di equilibrio statico stabile, ognuna caratterizzata da una propria posizione del baricentro e da una propria frequenza naturale di beccheggio. La frequenza naturale di sussulto è invece costante per tutte le configurazioni, come è facile immaginare, dato che la massa complessiva del modello rimane invariata.

2.2 Sistemi di misura

Le misure del moto del cilindro sono state effettuate con due metodi contemporaneamente: con un sensore inerziale e con videointerpretazione.

Nella sommità del cilindro è stato posizionato un sensore inerziale wireless MTw Xsens®, in grado di misurare variazioni di assetto nelle tre dimensioni. Questo sensore ha permesso la misura di angoli di beccheggio, rollio ed imbardata del cilindro durante le prove.

Contemporaneamente, si è posizionata a fianco al canale una videocamera ad alta risoluzione Sony Handycam HDR-XR500®. Prima dell'esecuzione delle prove si è posizionato un reticolo di riferimento nel canale ed è stato acquisito un fotogramma di taratura, che permettesse di identificare la posizione nello spazio di quanto registrato dalla camera. Durante le prove sperimentali si è posizionato un marker colorato sul cilindro: in fase di post-processing è stato possibile identificare in ogni fotogramma la posizione del marker e quella del cilindro e ricavare con buona precisione la posizione istantanea del cilindro ed il suo assetto.

Combinando i dati ottenuti dai due metodi sono stati ricavati gli angoli di assetto del cilindro per ogni istante di prova e la sua posizione in termini di sussulto e deriva. Dato che l'angolo di beccheggio è calcolato con entrambi i metodi è stato possibile confrontare i risultati dei metodi in diverse prove: lo scarto complessivo sulla misura del beccheggio medio tra i due metodi di misura è inferiore al 2 %.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

La prima parte di prove sperimentali è servita ad individuare i periodi naturali di beccheggio e sussulto del dispositivo nelle diverse configurazioni: per fare questo sono state eseguite delle prove di oscillazione e sussulto libero smorzato, misurando i movimenti del cilindro. Come previsto, il periodo naturale di sussulto è risultato essere costante e pari a 1.42 s. Per quanto riguarda il beccheggio, invece, variando la posizione del centro di massa rispetto al fondo del cilindro varia il periodo naturale, come riportato nella seguente tabella.

Configurazione Centro di massa Periodo naturale di beccheggio		
[-]	[mm]	[s]
1	121,90	1,237
2	136,27	1,288
3	151,24	1,339
4	166,16	1,418
4_a	169,90	1,484
4_b	173,74	1,533
5	181,18	1,594

Tabella 1. Posizione del centro di massa e periodi naturali di beccheggio per le diverse configurazioni.

Si nota come le prime tre configurazioni abbiano un periodo naturale di beccheggio inferiore a quelli di picco, mentre le ultime tre un periodo superiore; la configurazione 4 presenta un periodo naturale di beccheggio molto prossimo a quello di sussulto.

Per investigare il comportamento del cilindro sotto una sollecitazione ondosa sono state eseguite prove con onde regolari, con periodi da 1 a 2 s con passo 0.333 s, ed altezza d'onda costante pari a 5 cm. L'altezza d'onda è stata scelta in modo da sollecitare il beccheggio ed il sussulto del cilindro senza sommergerlo, mentre i periodi sono stati scelti in modo da coprire un range sufficientemente alto intorno ai periodi naturali delle diverse configurazioni. Ogni prova è stata ripetuta almeno due volte, per garantire la robustezza dei risultati ottenuti.

Si segnala che in tutte le prove il sussulto ha seguito un comportamento abbastanza regolare per tutte le configurazioni, con un picco evidente in corrispondenza del periodo naturale di sussulto e valori via via meno marcati più ci si allontana da quel valore.

I risultati più significativi sono stati invece ottenuti analizzando il beccheggio e la velocità di deriva del cilindro, e sono riportati nei grafici seguenti.

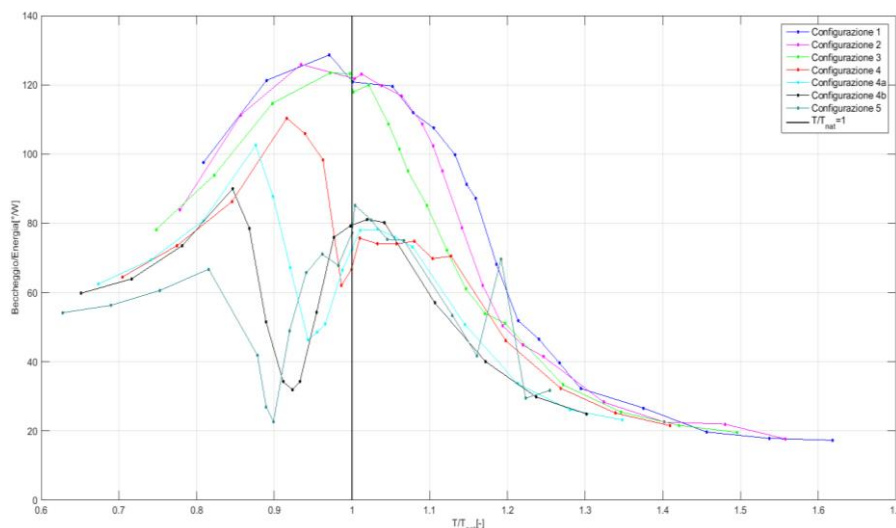


Figura 1. Risposta in termini di beccheggio del cilindro nelle diverse configurazioni. Il valore di beccheggio medio, normalizzato sull'energia dell'onda (calcolata come $E = H^2 T b$, con E energia dell'onda incidente sul cilindro, H altezza d'onda, T periodo dell'onda e b larghezza del cilindro investita dall'onda) è riportato in funzione del periodo normalizzato sul periodo naturale di beccheggio

Il grafico di Figura 1 evidenzia la risposta al beccheggio del cilindro in funzione del periodo dell'onda sollecitante per le diverse configurazioni. Il beccheggio medio registrato durante ogni prova è normalizzato sull'energia dell'onda in ingresso mentre il periodo è normalizzato sul periodo naturale di beccheggio per ogni configurazione: in tal modo è possibile confrontare il comportamento delle diverse configurazioni.

Si nota che nelle prime tre configurazioni, caratterizzate da periodo naturale di beccheggio inferiore al periodo di sussulto, il comportamento è quasi sovrapponibile, ed il beccheggio ha un picco attorno al periodo di risonanza. Questo comportamento regolare non si osserva quando il periodo naturale di beccheggio diventa pari o superiore al periodo naturale di sussulto. In questi casi si nota un brusco decremento delle oscillazioni per sollecitazioni prossime al periodo naturale di sussulto, ed in generale oscillazioni minori anche per il periodo naturale di beccheggio. Durante queste prove si è notato come il cilindro tendesse a sussultare in maniera marcata, con pochissime oscillazioni di beccheggio.

E' stata anche misurata la velocità di deriva del cilindro, ricavata tramite la videoacquisizione: si tratta di un parametro importante nel caso in cui si debba progettare un sistema di ormeggio per la struttura. I risultati ottenuti sono riportati nel grafico seguente.

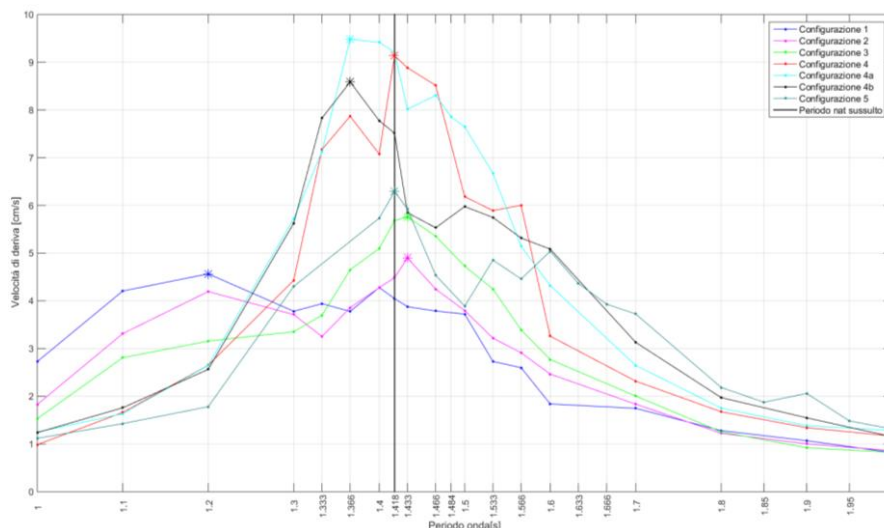


Figura 2. Velocità di deriva del cilindro nelle diverse configurazioni, in funzione del periodo d'onda. L'asterisco indica il periodo naturale di beccheggio per le diverse configurazioni

In questo caso si nota un comportamento opposto a quello del beccheggio: la velocità di deriva maggiore si ha per configurazioni caratterizzate da periodo naturale di beccheggio superiore al periodo naturale di oscillazione, con un picco nei pressi del periodo naturale di sussulto, mentre per le configurazioni con periodo naturale di beccheggio minore del periodo naturale di sussulto la velocità di deriva è minore, e con un picco molto meno marcato.

Concludendo, le prove sperimentali hanno evidenziato come il legame tra periodo naturale di sussulto e di beccheggio influenzi in maniera significativa il comportamento del cilindro: in particolare le configurazioni con periodo naturale di sussulto maggiore di quello di beccheggio presentavano un comportamento più irregolare, minore beccheggio ma maggiore velocità di deriva. Lo stesso apparato sperimentale potrà essere utilizzato per estendere lo studio a sollecitazioni con onde irregolari e ad analizzare il comportamento del modello con diversi tipi di ormeggio.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Snyder B., Kaiser M., Ecological and economic cost-benefit analysis of offshore wind energy, Renewable Energy, 2009
 Makridis C., Offshore wind power resource availability and prospects: A global approach, Environmental sciences & policy, 2013

WAVE FORECASTING AND OPTIMISATION OF ENERGY PRODUCTION

Giovanni Bracco¹, Andrea Cagninei², Adriana Carillo³, Ermanno Giorcelli¹, Giuliana Mattiazzo¹, Davide Poggi¹, Gianmaria Sannino³ & Giacomo Vissio¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Aerospaziale (DIMEAS), Politecnico di Torino, Torino; (2) Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture (DIATI), Politecnico di Torino, Torino; (3) ENEA, Energy and Environment Modeling Unit, Via Anguillarese, 301, 00123 Santa Maria di Galeria - Rome, Italy

KEY POINTS

- The ISWEC (Inertial Sea Wave Energy Converter) is a gyroscopic based WEC developed at the Politecnico di Torino.
- The Technical Unit UTMEA of ENEA, provides the modelling of the wave and tidal resources in the Mediterranean basin using state of the art Oceans models at high resolution (1/32 deg).
- In this work the “Wave to wire model” model of ISWEC is used together with the wave forecast information to optimize the algorithms of the ISWEC gyro control unit.

1 INTRODUCTION

The European Commission stated principal investments in all offshore energies, and considers this research field an opportunity to generate growth and jobs. The marine environment presents numerous interesting and challenging tasks. A lot of engineering problems are still to be solved, like survivability, durability and effective power capture in a variable wave climate. Nevertheless, nowadays many different kind of proto-types are being studied, designed and developed. ISWEC, Inertial Sea Wave Energy Converter, is a device exploiting the gyroscopic effect generated by a flywheel. Whole the mechanical system is sealed in the body in order to reduce maintenance costs. The hull is then retained by a slack mooring. The system is at the end of production phase, and it is going to be launched soon. The PTO control law for maximizing mean adsorbed power represents one of the key research arguments.

2 ISWEC AND ITS SYSTEM CONTROL LAW

In this paper a 100 kW rated power device shown in figure 1 is analyzed. The system is composed of a steel built hull carrying inside two independent gyroscopic units. Each unit is composed of a flywheel carried inside a vacuum chamber to reduce the spinning losses (Cagninei et al., 2013, Cagninei et al., 2015, Bracco et al., 2016). The vacuum chamber is designed to sustain the gyro and transfer its actions to the PTO. The gyro is supported by two radial roller bearings for the radial load and spherical roller thrust bearing for the axial load. Due to the relevant loading conditions the bearings are provided with an oil cooling and lubrication system. The PTO is composed of a gearbox coupled to an electric generator.

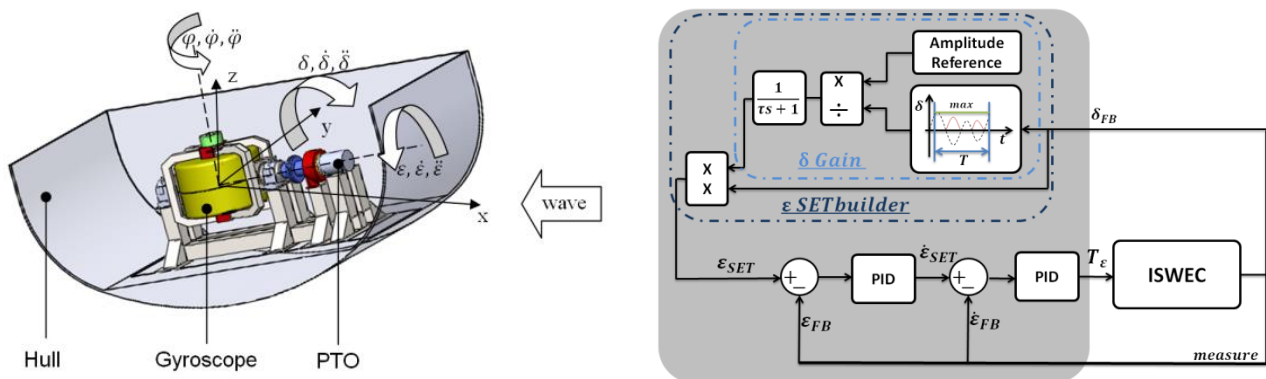


Figure 1. Left: The layout of ISWEC, right: Scheme of the complete controller architecture

The system control law is a crucial feature of the ISWEC, since it is the key to regulate and optimize the power extraction of the device. For the sake of the following analysis, a pitch-roll synchronization closed loop control law has been chosen. The controller deals, in a first time, with the measurements of the pitch. The maximum values of the time histories are divided by a specifically designed constant value, i.e. a reference for their amplitude, and then filtered. This is likely to allow the device to keep the oscillation amplitude constant. The pitch gain values such obtained multiply the pitch measurements, defining the set for the control system on the roll rotation. The combination of two PID control laws on the angular rotation and speed of the PTO axis computes thus the torque acting on the epsilon axis, i.e. the input of the ISWEC system. The ISWEC control strategy is based on two classes of adjustments: PTO torque and flywheel speed. The first tunes the control law parameter to set the optimal PTO torque in real time. The second is a macro regulation of the gyro speed aimed to maximize the power conversion in the current sea state; it is based on forecasts and has a long actuation time.

3 OPTIMIZATION OF THE DEVICE

The previously described closed-loop MISO control system has been implemented into a properly designed numerical linear model of the ISWEC device, matching the real scale prototype features, in order to simulate the actual behavior of the wave energy converter. In particular, the control law parameters have been tuned and optimized according to specific consideration upon external wave disturbances and maximum amplitude variation ranges of the kinematics variables. Thus, performing numerical simulation throughout a wide spectrum of different wave significant heights and energetic periods, likely to realistically define all the possible occurring sea states, output net power and optimal flywheel angular velocity scatter tables have been obtained.

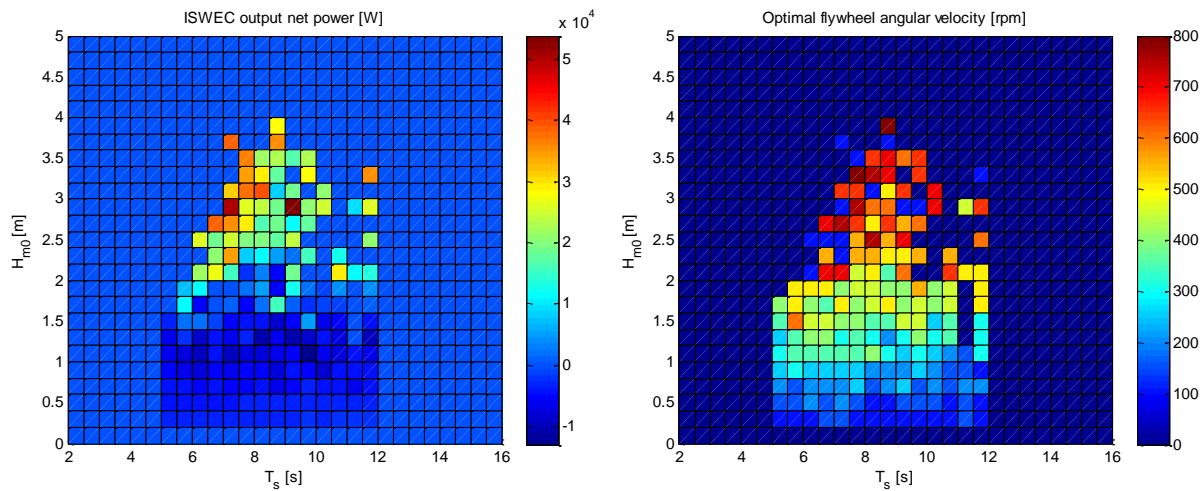


Figure 2. Left: ISWEC net power scatter table, Right: ISWEC optimal gyroscopic angular velocities scatter table

4 PRODUCTIVITY ANALYSIS

In Fig. 6 is shown an example of wave characteristics forecast and its consequent gyroscopic angular velocity time history obtained from optimization data. The forecast data usage results thus to be a key feature, affecting the productivity output of the device according to the time span in which optimal parameters are updated and set. The aim of the analysis is, indeed, to find a breakeven point of the updating time interval of forecasts and the productivity of the wave energy converter; since it may occur ISWEC to be equally productive nevertheless optimal parameters, such as the flywheel angular velocity, are more frequently updated or not according to the current sea state. As the gyroscopic angular velocity is the most important optimization parameter to be taken into account, considerations over its updating speed rate might be useful. The flywheel can change its velocity according to the torque available from the electric motor,

according to the simplified equilibrium equation on the gyroscopic rotating axis:

$$\zeta \cdot T_{\varepsilon} = J \cdot \ddot{\phi} \quad (1)$$

Where ζ is a scaling factor for the maximum torque given by the electric motor. It results that, varying the scaling coefficient, the system consistently varies its updating flywheel speed rate.

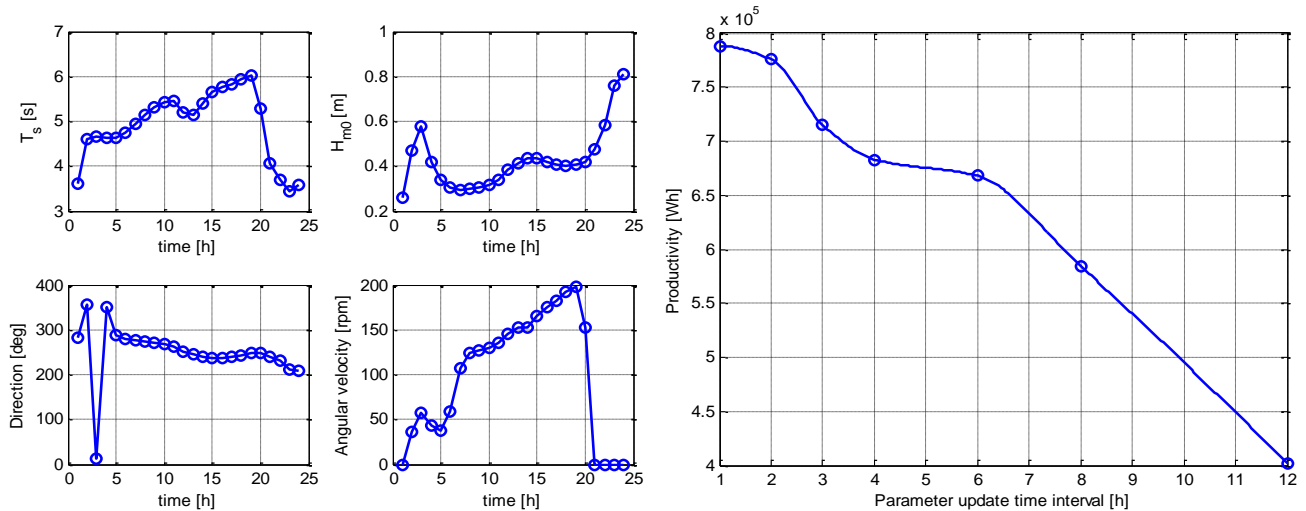


Figure 3. Left: Wave forecast and gyroscopic angular velocity on 02/18/2015, Right: ISWEC productivity on different update time intervals

In Fig.3 it is clearly visible how the gyroscopic unit is capable to follow the angular velocity set given by the optimization results, almost nevertheless the value of the maximum torque given by the electric motor. In Fig. 3 is shown how the productivity of the wave energy converter decreases concomitantly with the increase of the time interval in which the optimal flywheel angular velocity is chosen to be updated, consequently to the information given by the sea state forecast. For the sake of the analysis, a set of 15 wave periods and heights hour-per-hour time histories have been used, going from February 18th until March 4th, 2015.

5 CONCLUSIONS

In this work we show how the usage of hourly incoming wave prediction, obtainable from the ENEA forecast, results into a better efficiency of the wave energy converter device, since it has been shown that longer updating forecast data turns into a significant decrease of productivity.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bracco, G., Cagninei, Giorcelli, E., A., Mattiazzo, G. Poggi, D. & Raffero, M., Experimental validation of the ISWEC wave to PTO model, In: Ocean Engineering, vol. 120, 2016.
- Cagninei A., Bracco G., Raffero M., Colicchio G., Fontan S., Giorcelli E., Mattiazzo G., Orlando V. & Poggi D., Inertial Sea Wave Energy Converter (ISWEC): scale model and wave tank test. In: EWTEC, 2013
- Cagninei, A., Raffero, M., Bracco, G., Giorcelli, E., Mattiazzo, G. & Poggi, D., Productivity analysis of the full scale inertial sea wave energy converter prototype: A test case in Pantelleria Island. In: Journal of Renewable and Sustainable Energy, vol. 7 n. 6, 2015

INTERAZIONI TRA COMPONENTI ELETTRICHE E IDRODINAMICHE PER UN CONVERTITORE DI ENERGIA ONDOSA

Luca Martinelli¹, Piero Ruol¹, Chiara Favaretto¹, Francesco Marini¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale ICEA, Università degli Studi di Padova

ASPETTI CHIAVE

- Viene caratterizzato sperimentalmente il convertitore di energia ondosa denominato ShoWED, adatto ad essere utilizzato nei mari italiani.
- Il modello esaminato è dotato del generatore, ed è stata misurata direttamente l'energia elettrica prodotta.
- Vengono descritti i risultati in termini di dinamica del galleggiante e di potenza prodotta dal generatore per diversi attacchi ondos, in funzione dell'impedenza del circuito di utilizzazione.

1 INTRODUZIONE

Questa nota illustra brevemente i risultati di uno studio su un dispositivo di energia ondosa denominato ShoWED condotto nel canale ad onde del Dipartimento ICEA dell'Università di Padova. Lo ShoWED ha la caratteristica di convertire modeste quantità di energia, dell'ordine di 2 kWp (kW picco) in condizioni di prototipo, risultando quindi tecnologicamente molto diverso rispetto ai convertitori attualmente in via di sviluppo, che sono progettati per potenze di almeno 2 ordini di grandezza superiori. Lo ShoWED mira pertanto ad essere un dispositivo a basso costo, adatto per mari poco energetici, quali quelli Italiani, o per specchi d'acqua relativamente chiusi e protetti. Informazioni dettagliate sulla disponibilità di energia ondosa in Italia sono presenti ad esempio in Vicinanza et al. (2011) o in Liberti et al. (2013).

Il sistema esaminato è dotato di un galleggiante di materiale espanso, vincolato a oscillare verticalmente. Citando Salters (da Cruz, 2008) *many inventors start with heaving floats*. Di fatto è frequente osservare che le boe soggette all'azione delle onde assumono un moto oscillatorio, ed è intuitivo immaginare che tale moto possa essere convertito in energia da un opportuno generatore. Un esempio di un convertitore in un avanzato stadio di sviluppo, basato su questo principio, è il WaveStar (www.wavestar.com).

Il brevetto dello ShoWED è relativo al sistema di generazione, classificabile fra quelli di tipo elettromagnetico, privo di meccanismi oleodinamici, che ci si attende essere molto efficiente per onde con altezza e periodi limitati, specificatamente altezze significative H_s da 0.3 a 2.0 m e periodi di picco T_p da 1.5 a 5.0 s. Martinelli et al. (2016) presentano una possibile applicazione di questo dispositivo in abbinamento a frangionde galleggianti.

2 PROVE DI LABORATORIO

Le prove sperimentali sono state effettuate nel canale ad onde del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (ICEA) dell'Università di Padova. Il canale ha lunghezza di 36.0 m, larghezza di 1.0 m e altezza di 1.3 m. L'indagine sperimentale si propone di stimare il rendimento del convertitore di energia ondosa ShoWED.

Il modello studiato, dotato di un generatore trifase attualmente in fase di sviluppo, è già ad una scala prossima a quella finale. Di fatto la scocca è la medesima del dispositivo Giant, installato per un certo periodo nella laguna di Venezia (lungo il Canale della Giudecca). Il galleggiante facente parte del modello è largo 1.0 m ed ha sezione ellissoidale, con asse orizzontale di 0.75 m e verticale di 0.45 m ed è stato posizionato con un tirante di 0.5 m. L'affondamento all'equilibrio è di circa 0.11 m. In una ideale configurazione a scala di prototipo, la lunghezza del galleggiante (e la potenza del generatore) è maggiore, ma la sezione trasversale è invariata.

Il modello è stato esaminato sotto l'azione di moto ondoso regolare (di altezza H = fra 5 e 20 cm, periodo fra 1.0 e 5.0 s) e irregolare (H_s =9 e 12 cm, T_p =2s) per diverse caratteristiche di impedenza del circuito utilizzatore. Sono state esaminate tre configurazioni, tese ad evidenziare l'interazione fra il dispositivo e le strutture circostanti: 1) senza strutture a tergo; 2) con parete riflettente posta a 0.80 m; 3) con parete riflettente posta a 1.20 m. La Figura 1 presenta le configurazioni esaminate.

La potenza disponibile P_{disp} , ossia il flusso di energia ondosa incidente, mediata nel periodo ondoso, è:

$$P_{\text{disp}} = \rho g H^2 / 8 C_g B \quad (1)$$

dove $B = 1$ m è la larghezza del dispositivo, H l'altezza d'onda regolare incidente e c_g è la celerità di gruppo.

La potenza media prodotta è stata stimata attraverso la misura del voltaggio V in uscita dal dispositivo, che alimenta un circuito di impedenza nota. La formula per ricavare la potenza media prodotta P_{prod} è:

$$P_{\text{prod}} = \langle V^2 / R \rangle \quad (2)$$

dove R è la resistenza scelta e $\langle \rangle$ è l'operatore di media. Il valore in Volt misurato è di fatto una parte del totale, ottenuto da un partitore (rapporto di riduzione = 1/200).



Figura 1. Il convertitore ShoWED in tre configurazioni: 1) senza parete riflettente a tergo; 2) con parete verticale posta a 80cm; 3) con parete verticale posta a 120 cm.

Il comportamento del dispositivo è fortemente influenzato dal periodo dell'onda incidente e dalla configurazione scelta. Per periodi corti ($T < 1.0$ s), lo ShoWED non è in grado di convertire energia e le oscillazioni registrate risultano essere contenute. Il galleggiante è quasi lungo come l'onda, e quindi non subisce mediamente alcuna spinta verticale. Se l'onda è molto più lunga della boa, ne induce invece una oscillazione dell'ordine dell'altezza d'onda stessa. Infatti, per periodi lunghi, (T compreso nell'intervallo tra 3.0 s e 5.0 s), lo ShoWED converte buona parte dell'energia e le oscillazioni osservate sono sempre significative. Per il periodo $T=2.0$ s, in configurazione 2 e 3, si ha un comportamento particolare. La boa si trova rispettivamente sul nodo e sull'antinodo dell'onda riflessa dalla parete retrostante. Nel primo caso, la boa non si muove, nel secondo subisce una oscillazione doppia rispetto al caso di assenza di riflessione.

La Figura 2, a sx, presenta l'oscillazione verticale del galleggiante ShoWED, nella configurazione 1, per un'onda incidente con $H = 0.10$ m, $T = 2.0$ s (flusso di energia = 28 W). Il galleggiante risulta oscillare verticalmente di 0.10 m, ossia si muove solidalmente al pelo libero. La tensione elettrica misurata cresce durante la fase di sollevamento della boa. Essa è funzione della potenza prodotta e del valore di resistenza R del circuito utilizzatore (cfr. Eq. 2). L'andamento temporale della tensione dipende però anche dall'interazione con il condensatore, che immagazzina energia nella fase iniziale, fintanto che la boa sale e finché esso non è completamente carico. Dopo mezzo periodo, nel cavo dell'onda, il galleggiante scende

liberamente grazie al suo peso (senza essere frenato e senza generare energia) e in questa fase il condensatore rilascia l'energia elettrica precedentemente immagazzinata.

L'andamento temporale della tensione è presentato in Fig. 2, dx. Esso ha un comportamento oscillante, con picchi dell'ordine degli 80 W e con media pari a 7.78 W.

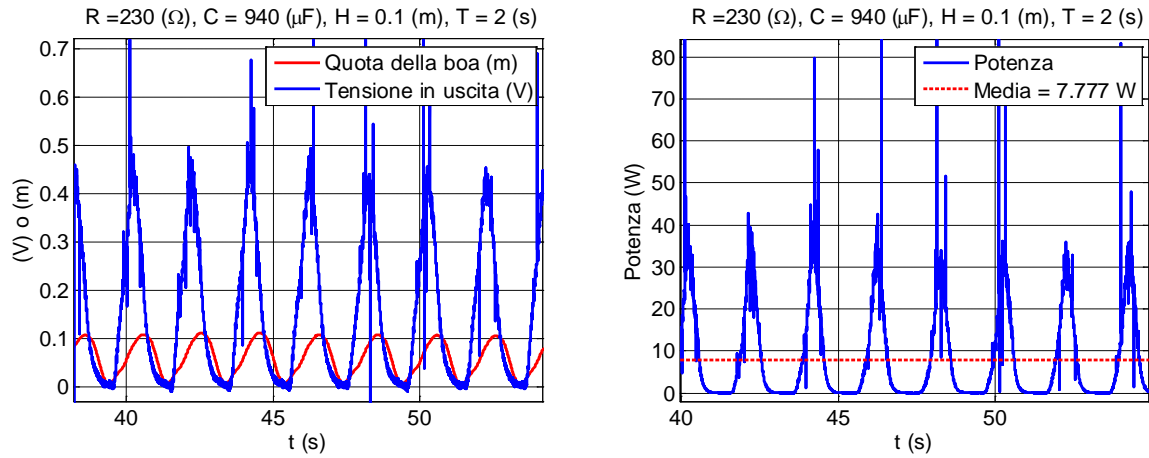


Figura 2. Esempio di registrazione della tensione in uscita e della potenza prodotta in funzione dell'oscillazione verticale del galleggiante (potenza media registrata 7.8 W).

La Figura 3 mostra l'oscillazione e la tensione per un valore di capacità pari a 9900 μF, diverso da quello mostrato in Fig. 2 (940 μF). Le oscillazioni del galleggiante hanno andamento leggermente diverso. La potenza prodotta è di gran lunga più stazionaria, anche se mediamente minore.

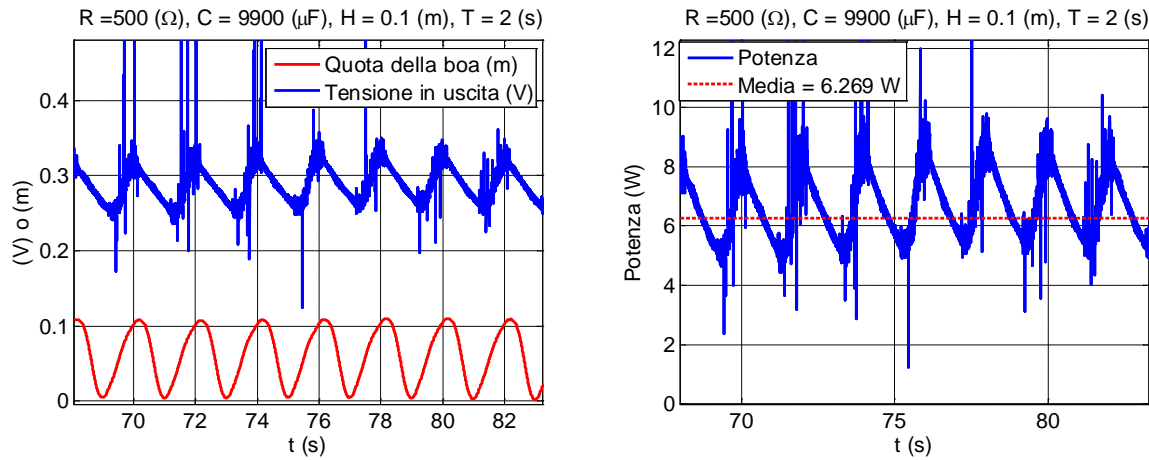


Figura 3. Esempio di registrazione della tensione in uscita e della potenza prodotta in funzione dell'oscillazione verticale del galleggiante (potenza media registrata di 6.3 W).

Efficienza ShoWED

La miglior efficienza del dispositivo è stata riscontrata nella configurazione 3 per $T = 2.0$ s, grazie, come detto, all'interazione con la parete retrostante. L'efficienza è misurata come rapporto tra la potenza media prodotta e il flusso di energia incidente medio. Tale flusso viene calcolato sia per onde regolari che irregolari, rispettivamente come:

$$F = \left\langle \int p(z)u(z)Bdz \right\rangle = \rho g \frac{H^2}{8} c_g(T, h) B \approx \rho g \frac{H^2}{8} B \sqrt{gh} \quad (3)$$

$$F = \left\langle \int p(f, z)u(f, z)Bdfdz \right\rangle = \left\langle \int S(f)c_g(f, h)Bdf \right\rangle = \rho g \frac{H_s^2}{16} c_g(f_e, h) B \approx \rho g \frac{H_s^2}{16} B \sqrt{gh} \quad (4)$$

dove H_s è l'altezza d'onda significativa. Il valore della celerità di gruppo c_g , per le prove eseguite, in acque

basse, vale $\sqrt{gh}=2.2$ m/s, indipendentemente dal periodo.

La Figura 4 presenta il rendimento η con dispositivo in configurazione 3, soggetto ad onde di 2.0 s, ossia con boa posta all'antinodo della riflessione. Il rendimento è presentato in funzione dell'altezza d'onda, per onde regolari ed irregolari, ed è pari rispettivamente al 20% e 10%. Per onde di altezza minore di 4 cm, non è stata riscontrata produzione di energia.

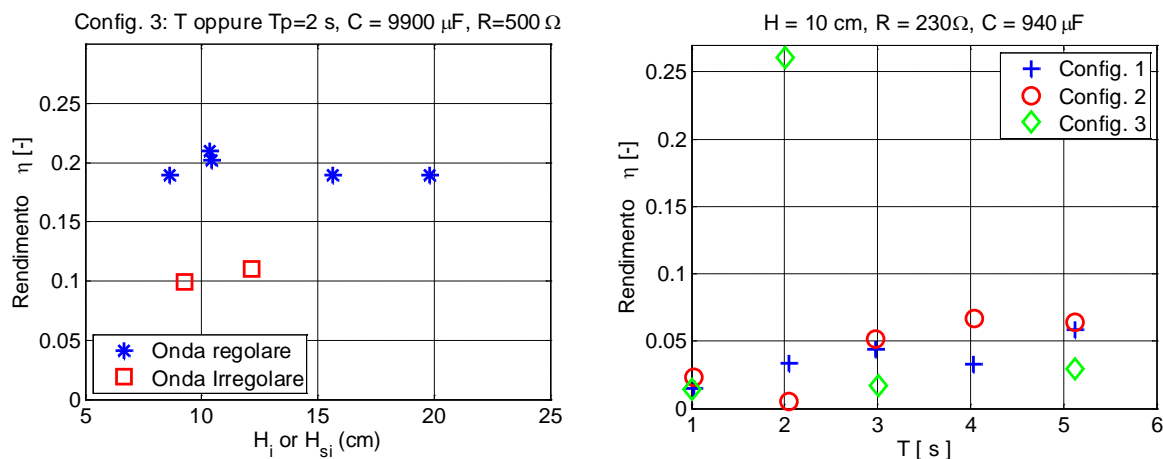


Figura 4. Rendimento dello ShoWED per assegnate condizioni di capacità C e resistenza R : sx) al variare dell'altezza d'onda, per $T=2.0$ s. dx) al variare del periodo dell'onda per le tre diverse configurazioni.

La Figura 4, a dx, presenta il rendimento in funzione del periodo dell'onda incidente per le tre configurazioni. L'efficienza è molto inferiore rispetto alla condizione di risonanza (Fig. 4, sx). Inoltre, il rendimento è inferiore ai massimi osservati, poiché l'impedenza imposta nel circuito utilizzatore che consente il confronto fra configurazioni non è quella ottimale. In generale, l'efficienza aumenta con il periodo ondoso, tranne che per i casi $T=1.0$ s e $T=2.0$ s, discussi in precedenza.

3 CONCLUSIONI

Sono stati eseguite alcune prove in laboratorio su un dispositivo di energia ondosa denominato ShoWED, in scala prossima a quella reale. La peculiarità delle prove è che il dispositivo è dotato del generatore elettrico, consentendo quindi la misura diretta dell'energia prodotta.

L'analisi iniziale ha portato a definire la configurazione resistenza/condensatore che garantisce il massimo rendimento (ossia $R=230 \Omega$, $C=940 \mu F$). Da rilevare il fatto che modificando l'impedenza del circuito utilizzatore cambia sensibilmente sia la dinamica del galleggiante, in termini di velocità di salita e ampiezza massima raggiunta, sia il rendimento.

In tali condizioni sono state esaminate alcune onde regolari e irregolari, con periodo tra 1 s e 5 s e altezza d'onda inferiore a 20 cm. È stato possibile misurare la conversione dell'energia ondosa in energia elettrica. Il rendimento è risultato variabile tra 5% e 20%. Il risultato è particolarmente incoraggiante dato che il dispositivo è dimensionato per onde di altezza significativamente maggiori di quelle prodotte in laboratorio.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato parzialmente supportato dal progetto di Ateneo, programma n. CPDA149731, dal titolo "Research and development of new types of floating breakwaters in high-energy wave environments". Si ringrazia l'inventore, Manlio Boito, per aver consentito la pubblicazione dei risultati ottenuti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Cruz, J. (2008): Ocean Wave Energy. Current Status and Future Perspectives. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 431 pp.
- Liberti L., Carillo A., Sannino G., (2013): Wave energy resource assessment in the Mediterranean, the Italian perspective, Renewable Energy, 50, 938-949.
- Martinelli L., Ruol P., Favaretto C. (2016). Hybrid structure combining a wave energy converter and a floating breakwater. ISOPE Conference, Rodi, in press, 7 pp.
- Vicinanza D., Cappietti L., Ferrante V., Contestabile P. (2011): Estimation of the wave energy in the Italian offshore, J. of C. Res., 64.

WAVE-FLOATING STRUCTURE INTERACTION WITH OPENFOAM: PRELIMINARY RESULTS

Agnese Paci¹, Maria Gabriella Gaeta², Alessandro Antonini² & Renata Archetti¹

(1) DICAM, Università di Bologna; (2) CIRI, Università di Bologna

KEY POINTS

- *CFD tool to simulate floating structures*
- *Opensource: OpenFOAM was chosen as CFD code*
- *IHFOAM, wave generation tool, to study wave-floating structure interaction*

1 INTRODUCTION

Modeling of floating bodies is a new very challenging task for offshore and coastal engineering. High-resolution numerical modeling allows studying floating structures' behavior under sea and atmospheric forcing, giving necessary information on the turbulent multi-phase processes and induced loads. Understanding the behavior of a floating structure in a real sea state is as difficult as important to determine its performance and resistance. Designing new floating structures engineering requires detailed knowledge of forces, flow directions and velocities, rotations and displacements. Several softwares are available, one is OpenFOAM®, it is open source and it offers a possibility to include a modern Computational Fluid Dynamics method into the design process.

2 METHODS

Since for most complex flow situations an analytic solution is not available, rule-of-thumbs are not detailed enough and experiments are expensive, Computational Fluid Dynamics (CFD) is the more popular solution. The fundamental basis of a CFD problems are the Navier–Stokes equations and the common approach used is the finite volume method (FVM). In this paper, OpenFOAM (Open Field Operation And Manipulation) code was employed. That software uses mesh morphing six degree of freedom (6-DoF) body motion, i.e. dynamic mesh, to simulate moving bodies. The solver employed in this study is interDyMFoam. It solves the three-dimensional Reynolds Averaged Navier–Stokes (RANS) equations for two incompressible phases and it handles dynamic meshes (“DyM” stands for it). The PIMPLE algorithm was chosen (The OpenFOAMs Foundation, 2011a, 2011b).

3 MODEL SET UP

3.1 Geometry and mass properties

In order to validate OpenFOAM results, McCormick experiments (2009) were reproduced in the numerical wave tank. The modeled structure was a vertical floating cylinder with a diameter of 0.2 m, a 1.5 m height, with a draft of 1 m and a mass of 31.42 kg. The centre of mass was located at the bottom of the cylinder and the radius of gyration were: $I_x = I_y = 0.87$ m and $I_z = 0.07$ m.

Two kinds of tests were performed: i) free decay tests, in order to assess and validate the code with literature results (McCormick, 2009), ii) simulation of the cylinder floating body forced by regular waves.

In the first free decay test, the cylinder was unmoored, then a vertical mooring line was connected to the body and the same setting was adopted in wave-structure interaction simulations.

In these last tests, the mooring line was modeled as linear spring, with negligible bending stiffness.

The numerical wave tank was 1.5 m deep and 2.5 m x 26 m wide.

3.2 Computational domain and settings

The computational mesh of the fluid domain was an unstructured hexahedral mesh. In the z-direction, in order to better capture the motion of the generated waves, the cell size was 0.0125 m, in x and y-direction

was 0.05 m. Around the body the mesh size was refined in all directions, by the means of snappyHexMesh tool to better describe the motion of the body. The total number of cells in the mesh was roughly 877500. The structure of the global domain can be seen in the Figure below. The time step was set as 0.01 sec, but adjustable time step with a Courant number limit of 1 was used.

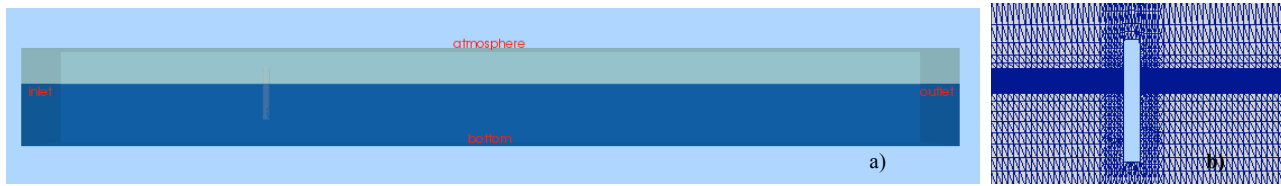


Figure 1. Computational domain (a) and mesh refinements around free surface level and cylinder (b).

4 FREE DECAY TESTS IN HEAVE

To evaluate the capabilities of OpenFOAM in simulate floating structures, hydrostatic validation were performed through free decay tests in heave.

The linear motion for a purely heaving floating cylinder, in calm water, can be analytically predicted by the solution of the following homogeneous equation, where the time rate of change of linear momentum of a body must equal the sum of the external forces on the body:

$$(m + a_{wz}) \frac{d^2 z}{dz^2} (b_{rz} + b_{vz}) \frac{dz}{dt} + (\rho g A_{wp} + N k_s) z = 0 \quad (1)$$

As calm water conditions are considered, external forces are 0.

a_{wz} is the added mass, b_{rz} is the radiation damping coefficient, b_{vz} is the viscous damping coefficient, A_{wp} is the waterplane area when the body is at rest, k_s is the effective mooring spring constant of each line and N is the number of lines (McCormick, 2009). The most relevant hydrodynamic parameters are natural period, T_{nz} , and damping ratio, Δz , (Antonini et al., 2012; Antonini et al., 2015): their equations are listed below.

The natural heaving frequency is mathematically represented by:

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_{nz}} = \sqrt{\frac{\rho g A_{wp} + N k_s}{m + a_{wz}}} \quad (2)$$

T_{nz} is the natural heaving period. A_{wp} for a vertical cylinder can be approximately calculated as πa^2 .

The others hydrodinamc parametres are calculated and the results for each tests are reported in Table 1 (for the equations see McCormick, 2009; Paci et al. 2016, proceeding for ISOPE).

4.1 Numerical results

As written before, for this test, firstly the unmoored cylinder was implemented, in order to reproduce exactly the experimental data reported in McCormick (2009). As it is possible to see in Table 1, OpenFOAM hydrodynamic parameters from the simulation agreed well with the experimental data. Second and third oscillation amplitudes were considered as Z1 and Z2 respectively, and then the hydrodynamic parameters were calculated and compared to the experimental ones. The imposed initial displacement, Z_0 , was 0.3 m.

Then, the moored cylinder was simulated. The line stiffness, k_s , was set to 308 N/m. That value was calculated considering a line force equal to the difference between the weight and the buoyancy of the object. As shown in the Figure below and from hydrodynamic parameters, the natural damped period, T_d , decreased and the critical damping coefficient, b_{cz} , increased, as predictable from analytical expressions. In fact, the natural damped period is inversely proportional to the mooring restoring force ($N \cdot k_s$), instead the damping coefficient is directly proportional to that force.

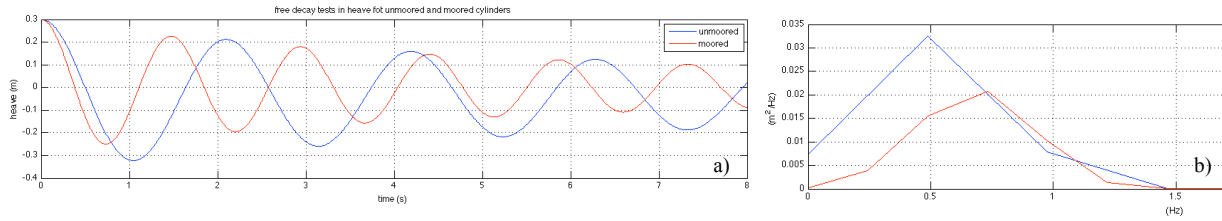


Figure 2. OpenFOAM simulation results of free decay test for the unmoored and moored cylinder: a) heave and b) frequency.

	Experimental Data (McCormick, 2009)	OpenFOAM data unmoored cylinder	OpenFOAM data moored cylinder
Z1 (m)	0.22	0.211	0.226
Z2 (m)	0.17	0.16	0.18
T _d (sec)	2.12	2.08	1.47
ω_{dz} (rad/sec)	2.96	3.02	4.28
$\ln(Z_i/Z_{i+1})$	0.258	0.277	0.23
Δz	0.082	0.088	0.072
ω_{nz} (rad/sec)	2.97	3.03	4.29
a _{wz} (kg)	3.43	2.09	2.13
b _{cz} (Nsec/m)	207.28	203.26	287.57
b _z (Nsec/m)	16.95	17.83	20.78
b _{rz} (Nsec/m)	1.08	1.14	1.32

Table 1. Results from experimental and numerical data for the heaving vertical cylinder.

5 WAVE STRUCTURE INTERACTION

After the validation of the code in calm water, wave-floating body interaction was simulated. The wave generation boundary condition, IHFOAM, a specific tool able to replicate laboratory wave maker, developed by IH Cantabria (Higueira et al. 2013a), was included in OpenFOAM. In this way, the behavior of the floating cylinder, hit by waves, was analyzed. Here, the body was moored to the bottom with the same settings explained previously.

5.1 Numerical results

For this study, two different regular wave conditions were generated:

-Wave1: wave height, H, 0.25 m and wave period, T, 1.5 sec;

-Wave2: wave height, H, 0.3 m and wave period, T, 2 sec.

These wave parameters were chosen to see the difference responses of the cylinder when it is moved i) by a wave with a period equal to its natural damped period (Wave1) and ii) by a wave with a greater period (Wave2). In order to keep unchanged the wave steepness, wave heights, associated with those periods, were calculated. Results of both simulations can be seen in the Figures below: waves heights and cylinder heave displacements are plotted. To analyze the interaction between the floating cylinder and waves, the Response Amplitude Operator (R.A.O.) and phase difference between the two series were calculated. These parameters are reported in Table 2 for each wave condition.

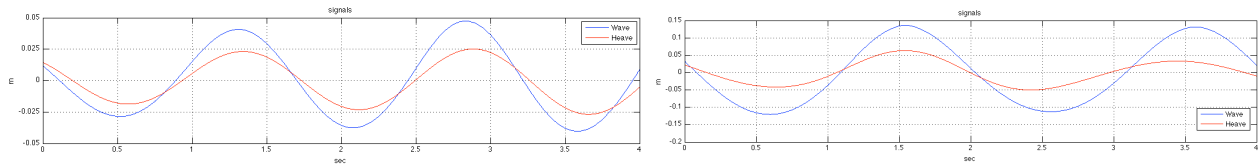


Figure 3. Heave displacements and wave signals in Wave1 (a) and in Wave2 (b)

	H wave (m)	T wave (sec)	R.A.O.	Phase difference
Wave1	0.25	1.5	0.584	-0.05
Wave2	0.3	2	0.375	0.02

Table 2. Results from numerical data for wave-cylinder interactions.

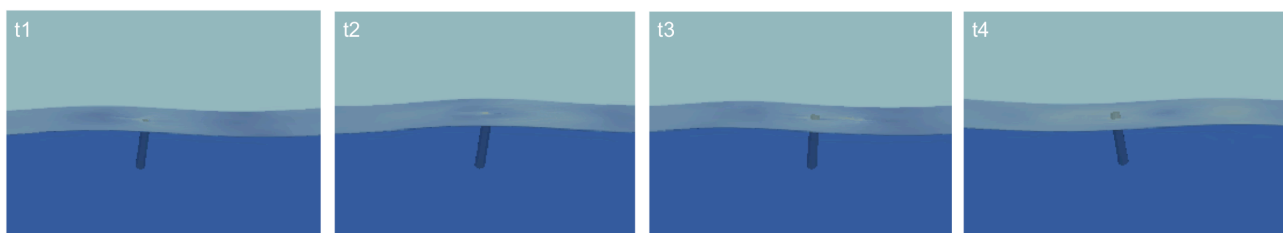


Figure 4. Chronological series of snapshots from video animation.

6 CONCLUSIONS

The aim of this work was to validate OpenFOAM capability in simulating floating structures-wave interaction, a topic for which this code was not implemented yet. We did it by the means of comparison between numerical results and experimental data, and we found out good agreements. So it is possible to conclude that OpenFOAM, with the wave generation tool IHFOAM, it is a valid and reliable instrument to model not only coastal processes (Higueira et al., 2013 b) or fixed offshore structures (Chen et al. 2014), but also floating bodies-wave interactions. One of the problem could be the dynamic mesh approach to moving parts of the domain, but thank to that simulations, it was possible to understand that for moored structures that have limited displacements this approach can manage perfectly that kind of tests.

This innovative application with OpenFOAM represents the first step to develop a numerical wave tank where it is possible to study wave-floating structure interaction, as an extra input or a full alternative to the experiments in design process.

REFERENCES

- Antonini, A., Gaeta, M. G., & Lamberti, A., 2012, Wave-induced devices for the oxygenation of deep layer: a physical investigation. Coastal Engineering Proceedings, 1(33), 56.
- Antonini, A., Lamberti, A., & Archetti, R., 2015, OXYFLUX, an innovative wave-driven device for the oxygenation of deep layers in coastal areas: A physical investigation. Coastal Engineering, 104, 54-68.
- Higuera P., Lara J.L., Losada I.J., 2013 a, Realistic wav egeneration and active wave absorption forNavier–Stokes models application to OpenFOAMs. CoastalEng. 71,102–118.
- Higuera,P., Lara, J.L., Losada, I.J., 2013 b, Simulation coastal engineering processes with OpenFOAMs. CostalEng.71,119–134, 2013 b.
- McCormick, M. E. (2009). Ocean engineering mechanics: with applications. Cambridge University Press.
- Paci A., Gaeta M.G., Antonini A., Archetti R., 2016, 3D-numerical analysis of wave-floating structure interaction with OpenFOAM, Proceedings of International Society of Offshore and Polar Engineers 2016, under review.
- The OpenFOAMs Foundation, 2011a. The OpenSource CFD Toolbox of OpenFOAM: Programmer'sGuide.
- The OpenFOAMs Foundation, 2011b, The Open Source CFD Toolbox of OpenFOAM: User Guide.

INNOVATIVE QUAY-WALL WITH INTERNAL RUBBLE MOUND CHAMBER: CFD TOOL SUPPORTING DESIGN ACTIVITIES

Alessandro Antonini¹, Alberto Lamberti¹, Renata Archetti¹, Simone Ciabattoni², Luca Piacentini²

(1) University of Bologna, DICAM - Department of Civil, Chemical, Environmental and Materials Engineering; (2) Piacentini Ingegneri s.r.l.

KEY POINTS:

- *An unsteady RANS-based CFD model is used to optimize a non-reflective chamber under the action of extreme focused wave groups.*
- *Three focused wave groups are generated coherently with a sea spectrum.*
- *The proposed method, through spectral analysis of the incident and reflected wave groups, allows the estimation of the reflection coefficients, hence the identification of the best site specific solution.*

1 INTRODUCTION

The development of global trade and ship transportation often requires that the existing docks must be upgraded, consolidated or enlarged, in order to face effectively the increasing demand of people and freight traffic. With such aims, quays over piles with absorbing rubble mound slopes can be used to enlarge or rebuild structures in the existing docks. Generally the rubble mound assures low reflection in the port basins, very important for mooring and manoeuvring but they lead to the construction of very wide superstructures that are not always possible due to the available spaces and economic sources. The use of vertical walls as berthing structures is an alternative quite used in port areas: in fact this kind of solution represents a compromise between the simplicity of construction and the small covered area. Nevertheless vertical quay walls present the drawback of undesirable high wave reflection into the port areas. Low reflecting quays sort out the reflection in port areas by means of porous or open structures that dissipate a part of the incident wave energy. Thereby several different vertical dissipative solutions have been proposed during the last decades as result of research studies from all over the world. To attenuate wave reflection various structures have been designed, being Jarlan-type structures (Jarlan, 1961) the most widely used. A Jarlan-type structure consists of a perforated chamber which dissipates, basically, the wave energy by turbulence, friction and phase delay between the wave reflection on the front wall and the impermeable back wall. Jarlan-type structure experiments have been widely reported in the literature for short waves (wave period less than 25 s), their results revealing a maximum antireflective efficiency for structures with an antireflective zone width, almost a quarter of the wavelength, being even more effective with a multi-chamber design. However, all the existing antireflective solutions for vertical maritime structures have the drawback of their exiguous efficacy to reduce the reflection of low frequency waves (i.e. $T > 25$ s). To overcome this technical problem, the design of a vertical structure can be based on a multi-cell circuit concept which is considered to be especially effective to reduce the wave reflection of wind waves and oscillations associated with intense storms, resonance waves in port basins, (Medina et al., 2010, Garrido et al 2014). Faraci et al. (2012) and Matteotti (1991) investigated, by means of physical model tests a quay walls consisting in prefabricated caissons with frontal openings and internal rubble mounds. In cases where the sheet piling is allowed, when great retaining heights have to be achieved a combined quay wall structure is normally used. In this work we investigated, by means of CFD simulations, a structure consisting of a sheet-pile quay-wall, a relieving platform, an anchors and piles foundation system and an antireflective wave chamber filled with a rock armoured slope, Fig.1. The main aim of the paper is to present this new approach for investigating innovative non-reflective quay-wall. Through the paper the optimization of non reflective quay-wall based on the numerical results are presented and discussed.

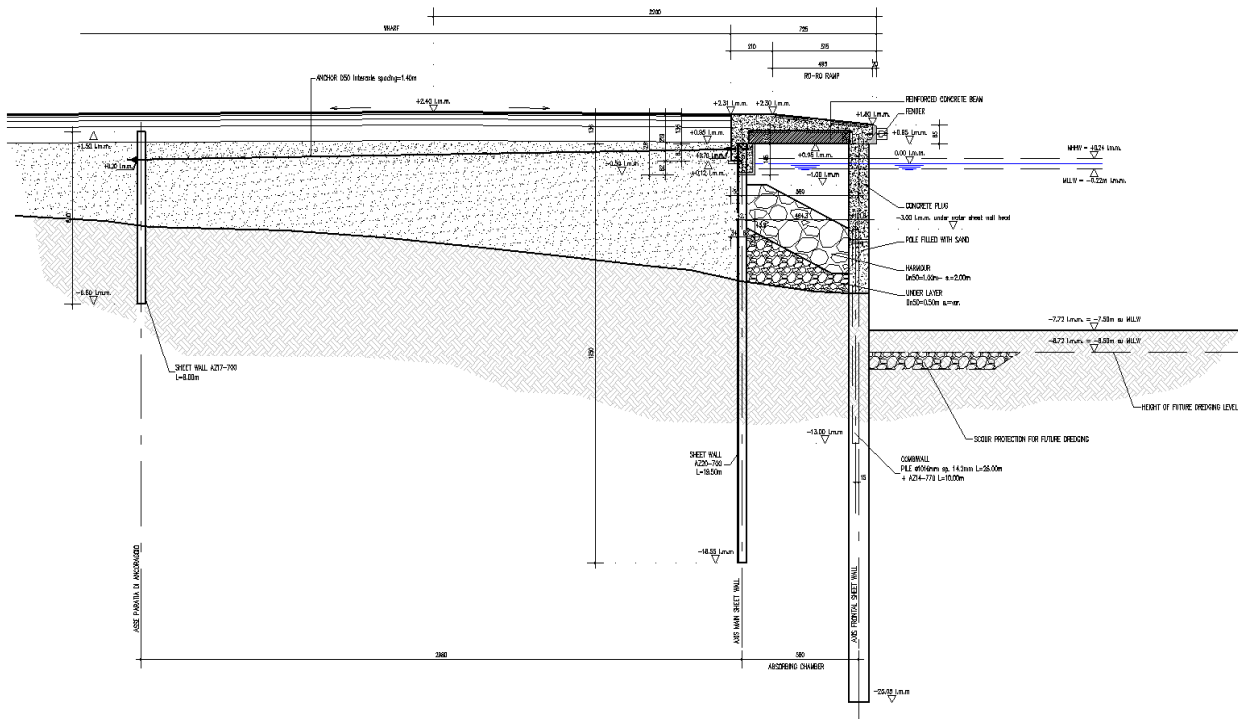


Figure 1. Section of the analysed quay-wall structure

2 CFD MODELLING

An unsteady RANS-based CFD model, STAR-CCM+, CD-ADAPCO (2013) is used to optimize the non-reflective chamber. The governing equations are discretized over a computational mesh using a finite volume method while volume of fluid method (VOF) is applied to capture the free surface displacements.

2.1 Domain, boundaries conditions and simulated wave states

The origin of the right-handed Cartesian coordinate system is located at the intersection between free surface, the mean longitudinal section and the frontal surface of the sheet-pile quay-wall. The longitudinal x-axis is pointing towards the outlet boundary, the z-axis is vertical and points upwards, and the undisturbed free surface is the plane $z=0$. The domain region is 2.62 m wide ($-1.31 \text{ m} \leq y \leq 1.31 \text{ m}$, i.e. combiwall pile centre to pile centre distance), 38.75 m high ($-7.75 \text{ m} \leq z \leq 31.0 \text{ m}$), its length varies according to the simulated wave group length (λ_g) ($-3/4\lambda_g \leq x \leq 6 \text{ m}$). The seabed is given 7.5 m below the mean water surface, and a superposition of linear waves velocity profile is specified at the up-wave boundary in order to generate an extreme focused wave group at the structure location. Four boundary conditions have been used to describe the fluid field at the domain bounds. They involve: no-slip wall, velocity inlet, pressure outlet and symmetry plane condition. No-slip wall boundary condition represents an impenetrable, no-slip condition for viscous flow, such a boundary is used to describe the structure surface. Velocity inlet boundary represents the inlet of the domain at which the flow velocity is known according to the required wave profile, this condition is used to model the up-wave boundary at $x=-3/4\lambda_g$, the top ($z=31.0 \text{ m}$) and the bottom ($z=-7.5 \text{ m}$) of the domain, while lateral boundaries ($y=-1.31$ and $y=1.31 \text{ m}$) are discretized by means of symmetry plane. The pressure outlet boundary is a flow outlet boundary for which the pressure is specified, in this model we used condition of calm water surface. Outlet boundary is imposed at the boundary over the structure ($x=6 \text{ m}$) only for the air phase.

Three different extreme focused wave groups have been simulated, two characteristics of operating conditions ($H_s=1.8 - T_p=4.5$; $H_s=1.0 - T_p=8.5$) and one dealing with extreme conditions, ($H_s=3.8 - T_p=6.1$). The input signal is calculated by means of Matlab procedure according the Boccotti's theory, Boccotti (1983) and Boccotti et al. (1993). The procedure allows to define an extreme focused wave group

coherent with real sea state described by a spectral distribution. In this study a Jonswap 3.3 spectral shape is adopted, while the maximum wave height at the focusing point is identified through the Goda's method, Goda (2000). Three different quays-wall configurations are analysed through CFD simulations. The changes made during the analysis were related to the length of the absorbing cell, to the extension of the gap between front reflective surface and free surface and to the arrangement of the armour slope inside the cell.

3 CFD RESULTS

The results are presented in terms of mean values of reflection coefficient (c_r). Surface elevation is measured through 6 wave gauges placed at the domain axis ($y=0$) and at different distances from the quay-wall, ($x = -18; -16; -14; -12; -10; -8$ m). The selected range of distance values are chosen to be, at least $\frac{1}{4}$ of the incident wave length far from the quay wall, in order to exclude the effects of stationary oscillations which cannot be explained through the adopted reflection analysis method, Zelt & Skjelbreia, (1992). The reflection coefficient is defined as follows:

$$c_r = \frac{\sqrt{m_{0i}}}{\sqrt{m_{0r}}} = \frac{H_i}{H_r}$$

$$m_0 = \int_{0.5/f_p}^{1.5/f_p} S_{(\omega)} \cdot d\omega$$

where H_r and H_i are the reflected and incident wave heights, respectively, and m_{0r} and m_{0i} are the related zero-order spectral moment calculated between 0.5 and 1.5 times the peak frequency. Comparison of the results enables to identify the optimal geometry. In Fig. 2 it can be noted that there is a generalized reduction of the reflected wave energy by structure 3 for the entire range of analysed frequencies.

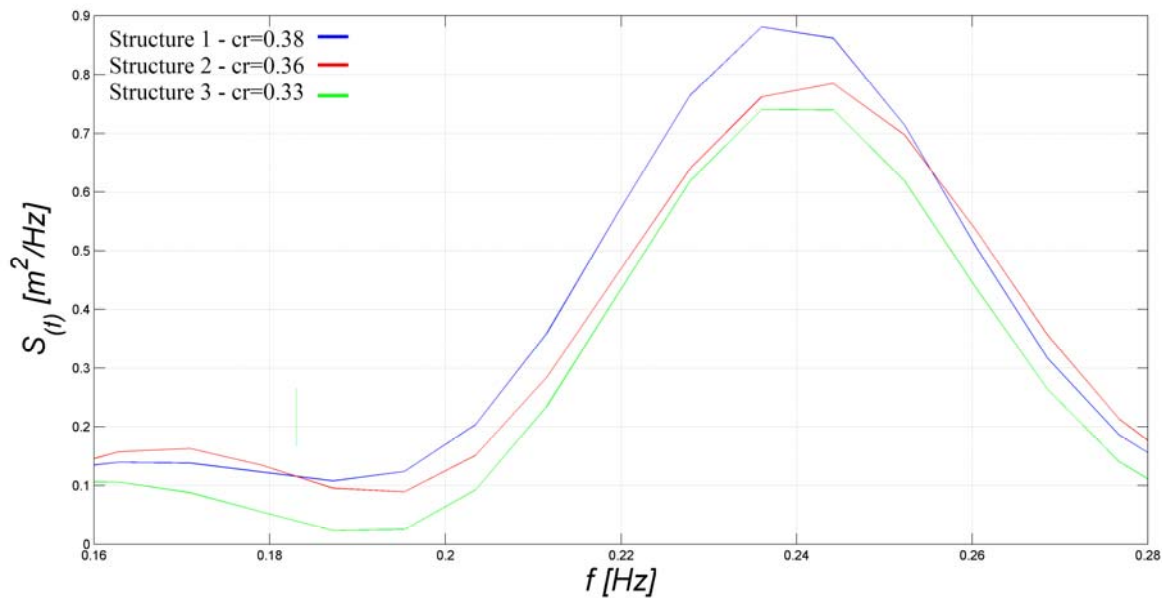


Figure 2. Comparison of the reflected wave spectrum

4 CONCLUSIONS

In conclusion, it can be considered satisfactory the averaged reflection coefficient determined for the structure 3, see Table 1. The resulting structure is a quay-wall with a non-reflective cell characterized by a ratio between wave length and cell length equal to 0.195 and the presence of a 1:2 armour slope for the entire absorbing cell as shown in Fig. 1.

Structure	Wave n°	Reflection Coef. (c_r)
Structure 1	Wave n° 3	0.38
Structure 2	Wave n° 3	0.36
Structure 3	Wave n° 3	0.33
Structure 3	Wave n° 1	0.56
Structure 3	Wave n° 4	0.40

Table 1. Calculated reflection coefficients

5 REFERENCES

- Boccotti, P., 1983. Some new results on statistical properties of wind waves. *Applied Ocean Research*, 1983, 5(3).
- Boccotti, P., Barbaro, G., Mannino, L. A field experiment on the mechanics of irregular gravity waves, *Journal of Fluid Mechanics*, 1993, 252, 173-186.
- CD-Adapco, "USER GUIDE STAR-CCM+ Version 10.02," London, 2013.
- Faraci, C., Cammaroto, B., Cavallaro, L., Foti, E.. Wave reflection generated by caissons with internal rubble mound of variable slope. *Proc of 33rd International Conference on Coastal Engineering*, 2012.
- Garrido, J.M., Ponce de Leon, D., Berruguete, A., Martínez, S., Manuel, J., Fort, L., Yagüe, D., González Escrivá, J.A. & Medina, J.R. Study of reflection of new low-reflectivity quay wall caisson. *Proc of 34rd International Conference on Coastal Engineering*, 2014.
- Goda, Y., 2000. *Random Seas and Design of Maritime Structures*. 2nd edition.
- Jarlan, G. E. A perforated vertical breakwater, *The Dock and Harbour Authority*, 1961, 21(486), 394-398.
- Matteotti, G. The reflection coefficient of a wave dissipating quay wall. *Dock and Harbour Authority* 1991, 71(825), 285÷291.
- Medina, J.R., Gonzalez-Escrivera, J.A., Fort, L., Martinez, S., Ponce de Leon, D., Manuel, J., Yagüe, D., Garrido, J.M. & Berruguete, A. Vertical Maritime Structure with Multiple Chambers for Attenuation of Wave Reflection, *International PCT/EP2010/068000*, EPO, The Hague, 23 pp.
- Zelt, J., & Skjelbreia, E. Estimating incident and reflected wave fields using an arbitrary number of wave gauges. *Proc of 23rd International Conference on Coastal Engineering*, 1992.

NUMERICAL AND EXPERIMENTAL STUDY OF SOLITARY WAVES ON HORIZONTAL CYLINDERS

Francesco Aristodemo¹, Giuseppe Tripepi², Domenico Davide Meringolo², Paolo Veltri² & Fabio De Napoli²

(1) Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi eCampus, via Isimbardi 10, 22060 Novedrate (CO); (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, via P. Bucci 1, 87036 Arcavacata di Rende (CS)

KEY POINTS

- A diffusive weakly-compressible SPH solver including a particle packing algorithm is developed to investigate the interaction between solitary waves and horizontal cylinders
- An ad-hoc laboratory investigation in a wave flume is addressed to calibrate the SPH model
- The obtained results highlight the time variation of the dynamic pressures at the cylinder and the vorticity field in the vortex shedding regime

1 INTRODUCTION

The recent catastrophic events, like those that occurred in Indian Ocean and Japan few years ago, brought particular attention in the scientific community in analyzing tsunami properties and their interaction with structures. The reproduction of tsunamis in numerical simulations and laboratory experiments was solely carried out through the generation of solitary waves. Although several numerical and experimental studies were performed to analyze the interaction between solitary waves and structures such as breakwaters or rectangular obstacles (e.g., *Filianoti & Di Risio*, 2012), little attention was addressed in the case of horizontal circular cylinders. A first pioneering work refers to the experimental investigation performed by *Sibley et al.* (1982) where the solitary wave was reproduced manually using a rigid vertical barrier, resulting in a not well-defined assessment of the wave forces. By a numerical viewpoint, *Liu & Liao* (2015) have simulated through a vortex method the interaction of waves with a cylinder located near the bed. However, the above analysis was restricted to a unique forcing by changing only the water depth.

The present paper deals with a numerical investigation through a 2D diffusive weakly-compressible Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) model (e.g., *Meringolo et al.*, 2015) on the features of the dynamic pressure and the resulting flow field at a horizontal cylinder under the action of solitary waves. Owing to the presence of a circular shape at the fluid-solid interface, the fluid particles were initialized using a packing algorithm (*Colagrossi et al.*, 2012) to avoid the occurrence of unphysical currents altering the near flow field due to the initial particles arrangement. Ad-hoc laboratory experiments were performed in the wave channel of UNICAL in order to calibrate the parameters involved in the numerical model. Since the adopted Keulegan-Carpenter numbers are greater than 4, the vortex shedding regime around the cylinder is triggered and a vortex pair formation occurs (e.g., *Aristodemo et al.*, 2011).

2 SPH MODEL

The weakly-compressible Navier-Stokes equations are here discretized using the δ -SPH model (e.g., *Meringolo et al.*, 2015). It reads as:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D\rho_i}{Dt} = -\rho_i \sum_j (\mathbf{u}_j - \mathbf{u}_i) \cdot \nabla_i W_{ij} V_j + \delta h c_0 D_i \\ \frac{D\mathbf{u}_i}{Dt} = -\frac{1}{\rho_i} \sum_j (p_j + p_i) \nabla_i W_{ij} V_j + \mathbf{g}_i + \alpha h c_0 \frac{\rho_0}{\rho_i} \sum_j \pi_{ij} \nabla_i W_{ij} V_j \\ \frac{D\mathbf{r}_i}{Dt} = \mathbf{u}_i + \varepsilon_x \sum_j (\mathbf{u}_j - \mathbf{u}_i) W_{ij} V_j, \quad \rho_i = c_0^2 (\rho_i - \rho_0) \end{array} \right. \quad (1)$$

In system (1), the quantities ρ_i , \mathbf{u}_i , p_i and \mathbf{r}_i are respectively the density, the velocity, the pressure and the position associated with the i -th particle. The particle volume V_i is a function of the particle mass m_i and density. The quantity W_{ij} is the kernel function, choosing a Gaussian shape with a cut-off radius set at $3h$,

where h is the smoothing length. A ratio $h/\Delta x = 4/3$ is adopted, where Δx is the initial particle spacing. The artificial viscosity term π_{ij} is added to stabilize the scheme, being α the tuning parameter. The quantity D_i in the continuity equation refers to a diffusive contribution able to smooth out a relevant amount of the high-frequency acoustic noise appearing in the pressure field, being the parameter δ the magnitude of this contribution. The updating of particle motion is corrected through the application of an XSPH numerical filter. Under the weakly-compressibility hypothesis, a linear state equation is adopted to link pressure and density. The initial sound speed c_0 is chosen to guarantee that the density fluctuations remain lower than 1% of the initial density. System (1) is solved using a 4th-order Runge-Kutta integration scheme with a frozen diffusive approach, while the time step is calculated on the basis of restrictive conditions linked to the use of the diffusive, advective and viscosity terms. The technique of the fixed ghost particles is implemented to simulate the solid boundaries. The values attributed to these particles are calculated at their interpolation nodes located inside the fluid domain. The quantities associated to them are obtained from a MLS interpolation over the fluid particles, within the kernel size ($3h$). Fig. 1a shows the placement of solid particles simulating the cylinder in a Cartesian grid with the associated interpolation nodes mirrored with respect to the circular shape of the body profile. Using canonical tessellations of the fluid particles (Cartesian, triangular, etc.), it results in the impossibility to recover the partition of unity for the SPH integral when in presence of a not-straight fluid-solid interface, i.e. the circular cylinder, leading to the generation of a spurious vorticity field close to it. To overcome this problem and have an initial equilibrium position of the particles, the Particle Packing Algorithm (PPA) developed by Colagrossi *et al.* (2012) is applied before the use of system (1) considering an initial Cartesian grid. The first operation is to close all domain boundaries, free surface included, while the second one refers to the assumption of constant values of density ρ_0 , pressure p_0 and volume V_0 . Since the static solution must be reached, the above PPA is only governed by the following momentum equation written for 2D problems as:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D\mathbf{u}_i}{Dt} = -\frac{2\rho_0}{\rho_0} \sum_j \nabla_i W_{ij} V_0 - \alpha_p \sqrt{\frac{2\rho_0}{V_0^{1/2}}} \mathbf{u}_i \\ \frac{D\mathbf{r}_i}{Dt} = \mathbf{u}_i \end{array} \right. \quad (2)$$

where the coefficient α_p dealing with the magnitude of the damping term is set equal 0.003 and V_0 is given by the ratio between total fluid volume and total fluid particles, while p_0 and ρ_0 are arbitrarily set. A time step depending on ρ_0 , p_0 and V_0 is used (Colagrossi *et al.*, 2012). The algorithm is stopped when the maximum velocity of the particles is lower than 10^{-4} m/s. The resulting arrangement of the water particles near the cylinder, initially placed in a Cartesian grid, is highlighted in Fig. 1b after the application of PPA. Then, the solid boundary covering the free surface is deleted and the hydrostatic pressure is assigned, allowing for the possibility to start the SPH simulation of the considered physical process.

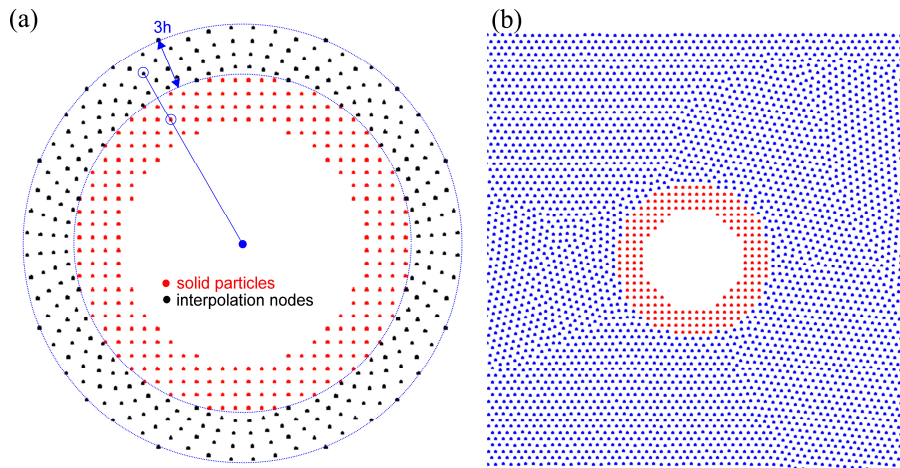


Figure 1. (a) Fixed ghost particles simulating the cylinder and associated interpolation nodes, (b) Position of water particles around the cylinder after the application of Particle Packing Algorithm.

3 LABORATORY EXPERIMENTS

A specific laboratory investigation at the GMI Laboratory of UNICAL was performed to calibrate the present SPH model. The adopted wave flume is 41 m long, 1.2 m deep and 1 m wide. It is equipped by a piston-type wavemaker moved by a servo-controller hydraulic actuator and a concrete rubble mound breakwater (slope 1:4) to dissipate the incident waves in the final part. At a distance of 6 m from the wavemaker and of 0.2 m from the bottom, an iron circular cylinder having diameter $D = 0.127$ m and longitudinal axis parallel to the cross flume axis was placed. Twelve pressure transducers (PDCR1830 model by DRUCK) were mounted along the external contour of the cylinder at 30° intervals and slightly staggered along the longitudinal axis due to constructional constraints (Fig. 2a). The enumeration of transducers starts at 15° from the lower side of the cylinder in clockwise direction. The dynamic pressures, $\Delta p(t)$, deduced from the transducers were assumed constant over the influence area. This approach provides the expressions to calculate the horizontal and vertical hydrodynamic forces. However, the features of these forces are not here analyzed for sake of brevity.

A wireless wave gauge developed by NEXUS electronic Lab. of UNICAL was located in correspondence to the vertical axis of the cylinder to measure the surface elevation. Following *Sibley et al.* (1982), wave amplitude, A , and period, T , were evaluated considering that the solitary wave is defined as the distance between the points at which the surface elevation is 3 % of its maximum above the still water level. The still water depth d of the experimental tests was 0.4 m. The sampling frequency of transducers was set at $f = 1000$ Hz, whereas wave gauge acquired at $f = 50$ Hz. The piston displacement was determined using the Rayleigh's solution which gives a stable evolution of the solitary wave along a plane channel (*Guizien & Barthélemy*, 2002). For a solitary wave characterized by $A = 0.067$ m and $T = 3$ s, Fig. 2b shows the comparison between analytical solution and present experimental and simulated values of the surface elevation at the cylinder section. A good agreement between the approaches in terms of shape and magnitude of the incident solitary wave is noticed. For both experimental and numerical data, the occurrence of spurious trailing waves, due to the instantaneous truncation in the time law of the paddle motion, were minimized at values lower than 5 % of the incident wave amplitude for both troughs and crests.

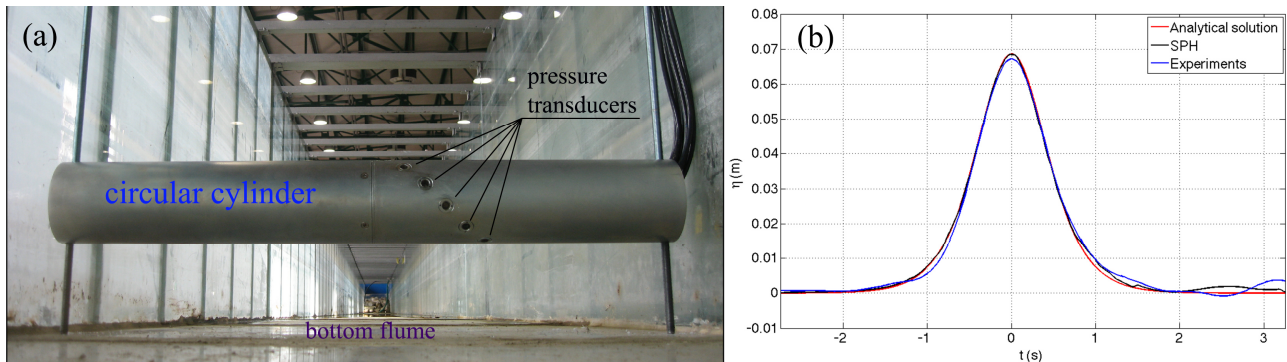


Figure 2. (a) Detail of the experimental horizontal cylinder with some pressure transducers, (b) Time variation of surface elevation at the cylinder section: comparison between analytical solution, SPH and laboratory experiments.

4 INTERACTION BETWEEN SOLITARY WAVES AND HORIZONTAL CYLINDERS

As a representative case for studying the features of the dynamic pressures at the cylinder and the near flow field given by interaction between solitary waves and horizontal cylinders, a solitary wave with $A = 0.067$ m and $T = 3$ s is considered. The resulting Keulegan-Carpenter number is $KC = u_m T / D = 7.3$, where u_m is the maximum horizontal velocity at the transversal axis of the pipe. As a result, numerical and experimental tests are performed in the vortex shedding regime ($KC > 4$). The empirical parameters involved in the SPH equations were calibrated as: $\alpha = 0.01$, $\varepsilon_x = 0.25$ and $\delta = 0.1$, while the initial spatial resolution is $d/\Delta x = 120$, and free-slip conditions were implemented along all solid boundaries.

Fig. 3a and 3b show respectively the comparison between SPH and experiments on the time variation of $\Delta p(t)$ at the gauges no. 4, located at the front side of the cylinder at 15° clockwise from its horizontal axis, and at the gauge no. 9, located at the rear side at 15° counterclockwise from its horizontal axis. As expected,

when the solitary wave crosses the cylindrical obstacle a reduction and a forward time shift on $\Delta p(t)$ is observed at its rear side. Fig. 3c describes the SPH simulations dealing with the vorticity field and streamlines around the cylinder for three significant time instants. At the passage of the crest of the solitary wave ($t = 0$) at the pipe section ($x = 0$), a deviation from the irrotational flow particularly due to the shear layer at the upper side of the cylinder can be noticed. At $t = 0.2$ s, the mentioned shear layer induces a primary vortex with negative vorticity behind this structure and, for the interaction with the incident flow at its lower side, a secondary one with positive vorticity. At $t = 1.2$ s, the vortical flow becomes dominant and a corresponding growth of the vortices appears in a wider region behind the cylinder.

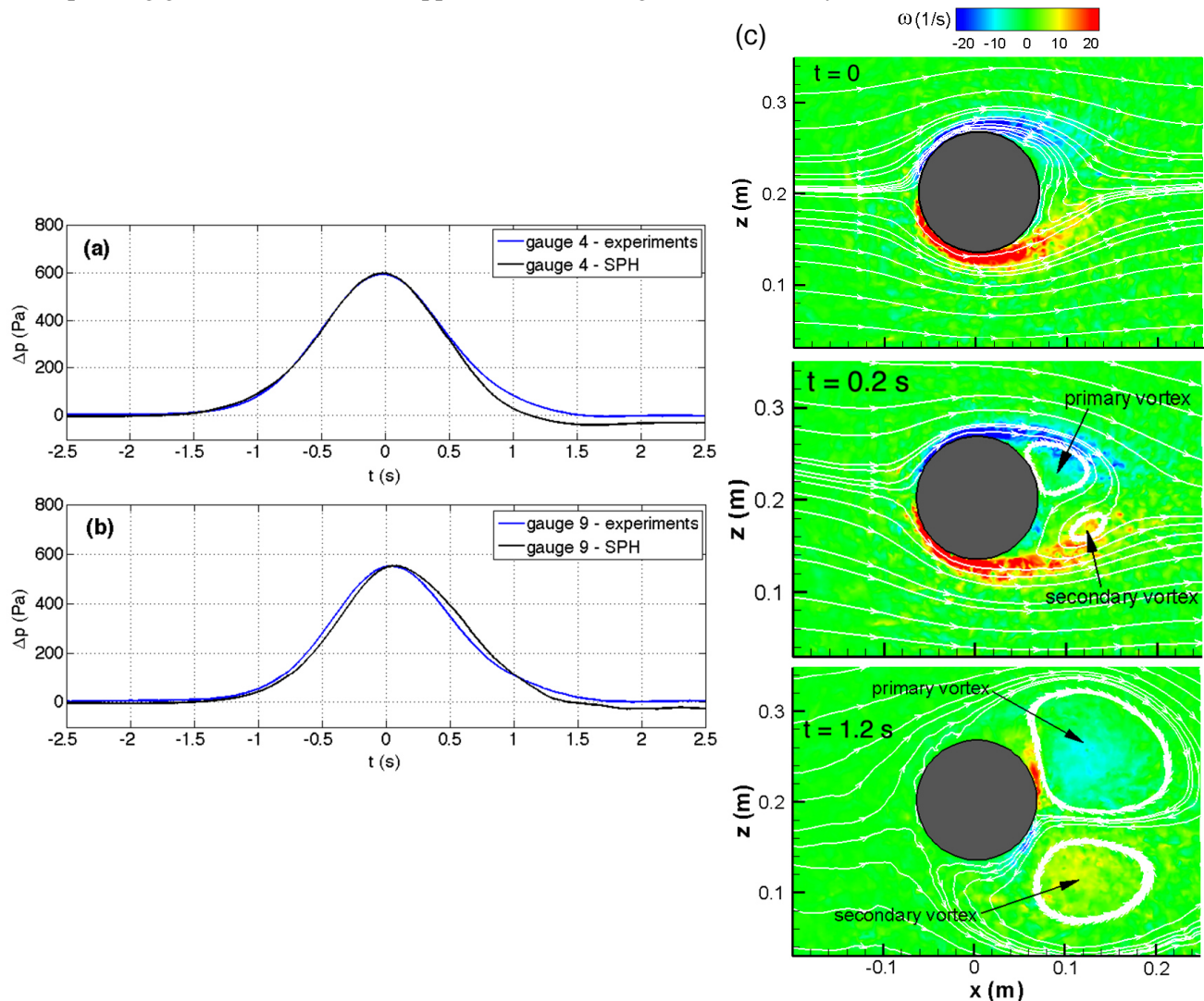


Figure 3. Comparison between SPH and experiments of the time variation of dynamic pressure at gauge no. 4 (a) and at gauge no. 9 (b); SPH simulation of the vorticity field and streamlines around the cylinder for three significant instants: $t = 0$, 1.2 and 1.2 s (c).

REFERENCES

- Aristodemo, F., Tomasicchio, G.R., & Veltri, P. New model to determine forces at on-bottom slender pipelines, *Coast. Eng.*, 58, 267-280, 2011.
- Colagrossi, A., Bouscasse, B., Antuono, M. & Marrone, S. Particle packing algorithm for SPH schemes, *Comput. Phys. Commun.*, 183, 1641-1653, 2012.
- Filianoti, P. & Di Risio, M. Solitary wave loads on submerged breakwater: laboratory tests. *Proc. of 22nd ISOPE Conf.*, 1-6, 2012.
- Guizien, K. & Barthélemy, E. Accuracy of solitary wave generation by a piston wave maker, *J. Hydraul. Res.*, 40(3), 321-331, 2002.
- Liu, M.Y. & Liao, G.Z. Vortex shedding around a near-wall circular cylinder induced by a solitary wave, *J. Fluids Struct.*, 58, 127-151, 2015.
- Meringolo, D.D., Aristodemo, F. & Veltri, P. SPH numerical modeling of wave-perforated breakwater interaction, *Coast. Eng.*, 101, 48-68, 2015.
- Sibley, P., Coates, I.E. & Arumugam, K. Solitary wave forces on horizontal cylinders, *Appl. Ocean Res.*, 4(2), 113-117, 1982.

MODELLAZIONE CFD A SUPPORTO DELLA PROGETTAZIONE DI OERE MARITTIME

Ferdinando Reale¹, Angela Di Leo¹, Fabio Dentale^{1,2}, Eugenio Pugliese Carratelli^{1,2}

(1) MEDUS, Maritime Engineering Division University of Salerno, Dipartimento Ingegneria Civile, via Giovanni Paolo II, 84084 Fisciano (SA); (2) C.U.G.R.I., Consorzio interUniversitario per la previsione e prevenzione dei Grandi Rischi, via Giovanni Paolo II, 84084 Fisciano (SA);

ASPETTI CHIAVE:

- Modellazione CFD dei processi di interazione onda struttura
- Generazione numerica del moto ondoso mediante mass-source (sorgente di massa)
- Analisi delle condizioni di stabilità delle parti costituenti la struttura

1 INTRODUZIONE

Nella presente memoria vengono illustrati i risultati di uno studio numerico avanzato sviluppato per analizzare gli effetti idrodinamici e di stabilità prodotti dal moto ondoso sulle scogliere frangiflutti del Porto di Cipro, applicando un approccio di tipo innovativo (Brown, 2013, Dentale, 2015), sviluppato dalla Divisione Marittima (MEDUS) del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Salerno, che attraverso l'utilizzo di software cad e numerico, permette di studiare con maggiore dettaglio l'idrodinamica del moto ondoso su un'opera marittima a gettata (emersa o sommersa) e la stabilità idraulica degli elementi che la costituiscono.

Le simulazioni sono state realizzate con riferimento alla sezione di maggior interesse, quella corrente, imbasata ad una profondità di circa 10 metri (dal livello medio mare), in modo tale da poter analizzare le condizioni ondamiche massime e tutti i fenomeni di interazione con le diverse componenti costituenti la sagoma progettuale (v Fig. 1). Inoltre, con l'intento di verificare la fattibilità di varianti progettuali di ottimizzazione delle opere, è stata esaminata anche una soluzione alternativa che prevede di sostituire la mantellata in doppio strato di Tetrapodi (20tons) con una costituita da un singolo strato di Accropodi (14tons).

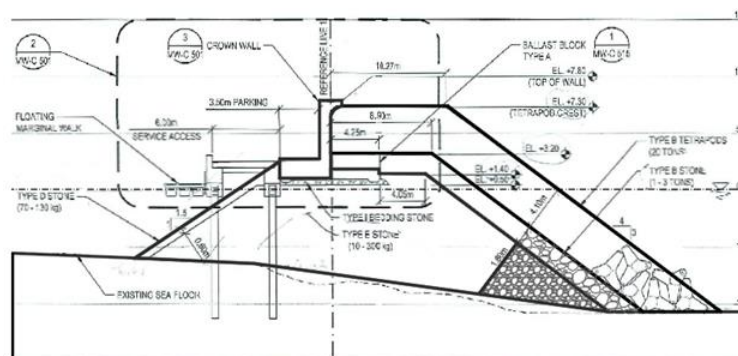


Figura 1. Sagoma sezione corrente opere frangiflutti Porto di Cipro.

2 METODOLOGIA NUMERICA

Per la modellazione numerica dei fenomeni di interazione tra onde e strutture porose, quali le gettate di blocchi di pietra o calcestruzzo particolare attenzione deve essere posta a definizione delle nello studio delle caratteristiche idrodinamiche dell'opera. Di norma tale problematica è affrontata utilizzando due differenti approcci. Il primo, di più semplice impiego, si basa sull'ipotesi che la geometria porosa e la scabrezza dei diversi strati costituenti l'opera, pur influenzando globalmente il fenomeno, non abbiano un rilievo predominante sulle caratteristiche di movimento del fluido; l'elemento solido è quindi considerato all'interno del dominio di calcolo come un unico blocco impermeabile, trascurando quindi gli effetti della porosità. Le

equazioni, qualunque sia la loro forma vengono discretizzate alle differenze finite su una maglia che presenta dei nodi di calcolo nulli in corrispondenza dell'opera. Naturalmente più fitta è la griglia di calcolo, maggiori sono i punti di frontiera posizionati sulle superfici di contatto liquido-solido, maggiore è l'accuratezza soprattutto per ciò che concerne le interazioni.

La seconda metodologia (mezzo poroso), ormai abbastanza diffusa, applicabile invece ai casi in cui non si ritiene trascurabile l'influenza della porosità sulle caratteristiche idrodinamiche del fluido, prevede che in corrispondenza della gettata le equazioni siano modificate per tener conto del moto di filtrazione e quindi delle perdite di carico (Darcy o Forchheimer a seconda che si consideri la perdita di carico lineare o quadratica). Praticamente, rispetto al caso precedente, le equazioni sono modificate introducendo un termine aggiuntivo che riproduce le interazioni del fluido con i meati dello strato, all'interno del quale mediante coefficienti omogenei per tutta l'estensione del dominio filtrante, possono essere rappresentati la porosità, la geometria dei vuoti e la scabrezza.

Nonostante quest'ultima metodologia abbia fornito validissimi risultati, è opinione comune che in molte situazioni non sia completamente adeguata. Inoltre, da una parte la necessità di calibrazione dei parametri numerici legati alla risoluzione del moto all'interno del mezzo poroso, dall'altra il considerare volumi di controllo più grandi della scala dei percorsi random interni alla gettata, portano necessariamente a trascurare alcuni aspetti molto importanti.

Per sopperire a tali limitazioni, in vari centri di ricerca, tra cui il MEDUS, è stata sviluppata una nuova procedura che, mediante l'utilizzo di software cad e numerico, permette di studiare con un approccio più dettagliato, l'idrodinamica del moto ondoso su un'opera marittima e la stabilità degli elementi che la costituiscono.

La struttura è modellata, così come avviene nella realtà costruttiva o per le prove fisiche di laboratorio, mediante la sovrapposizione di singoli elementi tridimensionali nel rispetto delle condizioni di gravità, attrito ed incastro.

In questo modo, definendo una griglia di calcolo con un numero congruo di punti ricadenti all'interno dei meati, è possibile valutare direttamente il moto di filtrazione e le interazioni dell'onda con le singole parti della struttura senza utilizzare parametri o approcci di tipo schematico dei fenomeni che interessano il processo (mezzo poroso) da calibrare necessariamente mediante l'impiego di formule empiriche o prove sperimentali.

Pertanto, con riferimento alla sezione progettuale riportata in precedenza (v Fig. 1), ricostruita la sagoma interna del frangiflutti (nucleo), sul paramento inclinato è stato realizzato lo strato filtro (massi naturali) e quello di mantellata (Tetrapodi doppio strato, Accropodi singolo strato), mediante la sovrapposizione dei singoli elementi, in base alla sagoma geometrica reale, quindi modellando la struttura così come avviene in fase di costruzione (v Fig. 2).

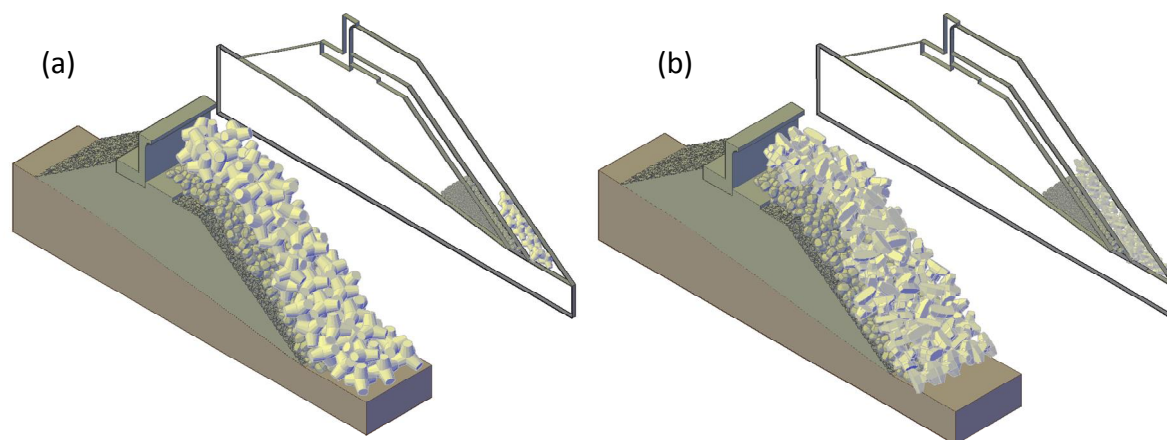


Figura 2. Sagoma virtuale sezione corrente opere frangiflutti Porto di Cipro (a) mantellata in tetrapodi, (b) mantellata in accropodi.

Definite le opere, le configurazioni geometriche implementate sono importate in un software numerico

CFD per valutare le interazioni idrodinamiche.

L'analisi è condotta utilizzando il software Flow3D®, prodotto dalla Flow Science, algoritmo di tipo euleriano *general purpose*, che permette molteplici applicazioni in diversi campi dell'ingegneria, dato l'elevato numero di modelli in esso implementati tra cui il metodo numerico VOF, uno tra i migliori per il tracciamento della superficie libera dei fluidi.

Le equazioni Navier-Stokes implementate nella forma delle RANS (Reynolds Averaged Navier-Stokes Equations), necessarie a descrivere completamente il fenomeno fluidodinamico, sono integrate mediante il metodo delle differenze finite, suddividendo la regione interessata (dominio numerico) mediante griglie con celle a nodi fissi (mesh di calcolo).

Nel caso specifico in considerazione della metodologia adottata per la generazione del moto ondoso (approccio mass-source), il dominio di calcolo è stato suddiviso in più sotto-domini/regioni con differenti caratteristiche della mesh (v. Fig. 3a), più fitta in corrispondenza della struttura, al fine di valutare con dettaglio le interazioni idrodinamiche più complesse che avvengono all'interno della struttura, laddove il fluido si infiltra negli interstizi presenti tra gli elementi, simulando condizioni ondamiche di tipo spettrale (v. Fig. 3b).

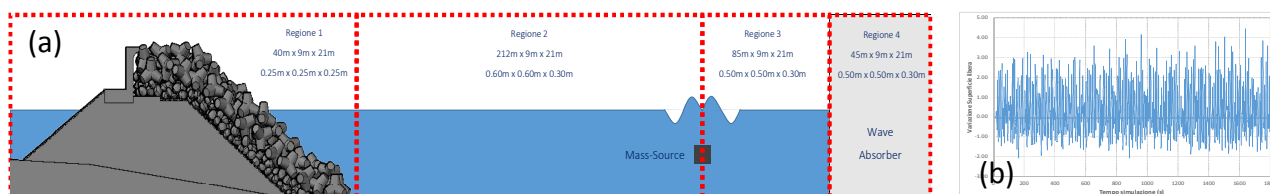


Figura 3. Caratteristiche modellazione numerica (a) canale numerico, (b) moto ondoso.

3 ANALISI IDRODINAMICA E DI STABILITÀ

I risultati della modellazione CFD hanno permesso di caratterizzare il comportamento idrodinamico della struttura in termini di riflessione, run-up, overtopping ed analizzare le sollecitazioni di impatto per la verifica di stabilità degli singoli elementi.

L'analisi della riflessione, sviluppata per definire con maggior precisione le caratteristiche del moto ondoso incidente sulla struttura, è stata condotta mediante l'impiego della procedura implementata da Goda e Suzuki (metodo delle 2 sonde). Tale metodo, applicato in corrispondenza della regione di calcolo (2) ed in particolare alle misurazioni numeriche dell'elevazione della superficie libera ha consentito di valutare l'altezza di moto ondoso, il periodo e la forma spettrale dell'onda incidente e di quella riflessa, nonché il coefficiente di riflessione (v. fig. 4a).

L'analisi degli effetti di risalita del moto ondoso è stata effettuata utilizzando i dati numerici della mesh (1) posizionata in corrispondenza della struttura. Inizialmente, rispetto al livello medio mare, è stata misurata la posizione della superficie libera ad ogni istante temporale di output (0.2 secondi), in corrispondenza del paramento esterno costituente la mantellata. Successivamente, l'analisi di tale elaborazione ha permesso di definire i parametri statistici di Run-up utili alla caratterizzazione del processo di interazione onda-struttura (v. fig. 4b).

Le condizioni di overtopping, del moto ondoso sulla struttura, sono state valutate con riferimento ai dati ottenuti nella regione (1). In particolare, in corrispondenza del muro paraonde e più precisamente nella parte sommitale è stata inserita una sezione di misura della portata che ha permesso, durante la simulazione delle condizioni ondamiche, di quantificare l'eventuale portata di sormonto.

Ulteriore aspetto innovativo della metodologia proposta riguarda la resistenza strutturale dell'opera e di tutte le sue parti. Fino ad oggi, l'analisi di stabilità è stata realizzata utilizzando soltanto modellazioni di laboratorio in canaletta o vasca, mediante tecniche ormai consolidate dal tempo, che permettono di valutare il movimento dei singoli elementi ed il danno potenziale della struttura. Dal punto di vista numerico le modellazioni non permettono di definire una procedura simile a quanto avviene nei test di laboratorio,

carezza ascrivibile alla difficoltà di riprodurre numericamente un processo molto complesso non facilmente schematizzabile in tutte le sue componenti. La procedura numerica implementata è stata realizzata proprio con l'intento di colmare quanto più possibile questo gap tra i modelli (fisico - numerico) e quindi di costruire un approccio numerico che permetta di identificare in maniera univoca, come avviene in laboratorio, quali massi all'interno dell'opera subiscono un'eventuale azione limite di stabilità. Quanto implementato permette di strutturare un'analisi simile a quelle realizzate in laboratorio, valutando mediante le funzioni del software CFD l'eventuale movimento dei massi e quindi il danno. In questa prima fase, ritenendo non indispensabile in ambito numerico valutare il percorso di dislocamento del blocco, è stata strutturata una procedura semplificata con cui la stabilità è valutata confrontando il peso del singolo elemento con le forze idrodinamiche che agiscono su di esso (azioni instabilizzanti), trascurando (a vantaggio di sicurezza) le azioni stabilizzanti di interconnessione ed attrito: durante la modellazione del moto ondoso incidente, ad ogni istante temporale di output, è dunque possibile valutare le azioni idrodinamiche (pressione e sforzo tangenziale) su sette elementi, così come riportati nella Figura 10, identificando le condizioni di massima sollecitazione in termini di componenti (v. fig. 4c, 4d). Confrontando l'azione idrodinamica massima con il peso del masso è possibile definire quindi la stabilità (potenziale) degli elementi. Le condizioni di criticità (danno potenziale) si verificano infatti, qualora la sollecitazione instabilizzante superi quella stabilizzante (peso del blocco) in quanto l'equilibrio del blocco all'interno dell'opera sarebbe garantito solo dalle forze di incastro e di attrito, generalmente di intensità inferiore rispetto al peso proprio. In questo modo è possibile, quindi, non solo effettuare una verifica sul dimensionamento del blocco, ma anche individuare all'interno dell'opera quali elementi possono essere sottoposti ad un eventuale danno causato da un'azione idrodinamica estrema.

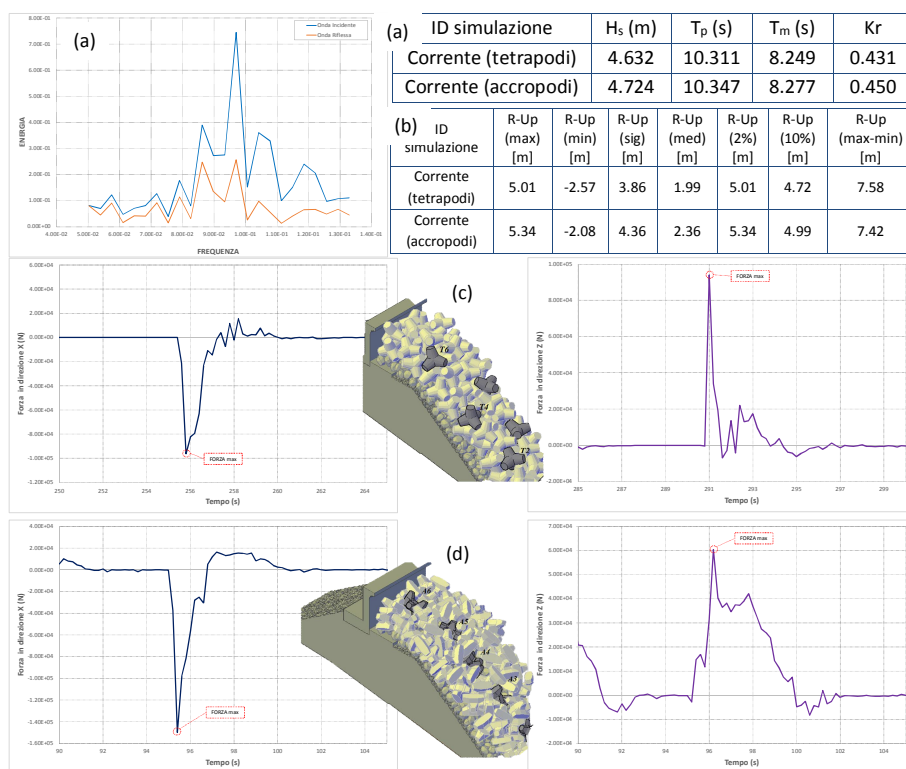


Figura 4. Risultati analisi numerica (a) riflessione, (b) run-up, (c) azioni idrodinamiche tetrapodi, (d) azioni idrodinamiche accropodi

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Brown C.T. & Dentale F. The Distribution of Armour on Seawalls and Breakwaters: The Case for Tapered Surcharge, Proceedings of a conference on Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2013: From Sea to Shore - Meeting the Challenges of the Sea (W. Allsop, K.Burgess (ed.)). ICE Publishing, London, UK, 2013
- Dentale F., Donnarumma G, Pugliese Carratelli E. & Reale F. A numerical method to analyse the interaction between sea waves and rubble mound emerged breakwater, WSEAS Transection on Fluid Mechanics, 2015, 10, 106-116.

OTTIMIZZAZIONE MEDIANTE CFD DI UN DISPOSITIVO OWC PER IL CLIMA ONDOSI MEDITERRANEO

Irene Simonetti¹, Lorenzo Cappiotti¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale – DICEA, Università degli Studi di Firenze

ASPETTI CHIAVE:

- Il lavoro presenta i risultati di un'ottimizzazione sito-specifica di un dispositivo a colonna d'acqua oscillante (OWC) per la conversione dell'energia del moto ondoso
- Lo strumento utilizzato è un canale marittimo virtuale basato sulla CFD e validato con dati sperimentali
- L'efficienza pneumatica del dispositivo raggiunge un massimo dell'80% circa ed è fortemente influenzata dai parametri geometrici

1 INTRODUZIONE

Tra i numerosi dispositivi proposti per convertire l'energia del moto ondoso in una forma utile, quello del tipo a colonna d'acqua oscillante (*Oscillating Water Column*, OWC) è uno degli pochi ad aver raggiunto il livello di sviluppo di prototipo realizzato in scala 1:1 (Boake et al. 2002; Neumann et al. 2006, Torre-Enciso et al. 2009; Arena et al. 2015). Per massimizzare l'efficienza del dispositivo e così promuoverne l'utilizzo, uno dei fattori cruciali è l'ottimizzazione per i moti ondosi caratteristici di un dato sito. In questo contesto, sono necessari strumenti di modellistica affidabili e precisi, in grado di simulare accuratamente la dinamica del sistema OWC e di prevedere la potenza da esso ottenibile. Le prove su modelli fisici a scala ridotta, pur essendo indispensabili per comprendere la dinamica del sistema e per la calibrazione e validazione di modelli numerici, comportano oneri elevati (sia economici sia temporali). La modellistica numerica è quindi uno strumento necessario qualora si debbano testare in maniera comparativa le performance di un numero elevato di alternative progettuali. La teoria lineare del moto ondoso è generalmente applicata, nella prima fase di sviluppo, per studiare l'interazione tra dispositivi OWC e onde incidenti, tramite modelli semplificati quali quello a pistone rigido (Evans, 1978; Falcão et al., 2012) e quello della distribuzione uniforme di pressione (Brendmo et al., 1996). Nel caso in cui la geometria del dispositivo sia complessa, per il calcolo dei coefficienti idrodinamici dell'OWC (massa aggiunta e smorzamento radiativo) si impiegano generalmente metodi agli elementi finiti o metodi degli elementi al contorno (Brito-Melo et al., 2001; Josset & Clément, 2003), lineari e non lineari. Al fine di ottenere un'appropriata caratterizzazione degli effetti viscosi, delle interazioni multi-scala e della turbolenza, sono necessarie tecniche di fluidodinamica computazionale (*Computational Fluid Dynamics*, CFD). Il presente lavoro tratta l'ottimizzazione sito specifica della geometria di un dispositivo OWC per l'installazione in climi ondosi moderati, come quello mediterraneo. Lo studio è condotto tramite modellistica CFD, validata con dati di laboratorio raccolti mediante test sperimentali su un modello a scala ridotta.

2 GEOMETRIA DEL DISPOSITIVO OWC E CLIMA ONDOSI DI RIFERIMENTO

Il dispositivo OWC considerato è caratterizzato da una camera a sezione rettangolare, equipaggiata da un'apertura circolare sulla parete superiore, al fine di introdurre una perdita di pressione caratterizzata da una relazione quadratica tra flussi d'aria e pressioni, tipica di turbine ad azione. Il dispositivo realizzato in scala ridotta è stato oggetto di una precedente campagna di test su modello fisico condotta presso il Laboratorio di Ingegneria Marittima dell'Università degli Studi di Firenze (LABIMA, www.labima.unifi.it), documentato in Crema et al., 2015. Il sito considerato per l'ipotetica installazione è una area marina della costa Toscana, a sud di Livorno. La selezione del sito di riferimento, basata sui vincoli tecnici e non tecnici e sulla caratterizzazione del potenziale dell'energia da moto ondoso, sono stati effettuati in precedenti lavori (Vannucchi & Cappiotti, 2013). Nel sito di riferimento il valore medio della potenza del moto ondoso è di circa 4 kW/m. In questo contesto, l'onda di progetto scelta per sviluppare la geometria ottimale dell'OWC ha un'altezza H di 2 m e un periodo T di 7 s perché risulta essere quella che contribuisce maggiormente all'apporto energetico medio annuo.

3 MODELLISTICA CFD

Lo studio è condotto utilizzando l'ambiente open-source di fluidodinamica computazionale OpenFOAM®, ed in particolare il solutore *interFoam*, che implementa la metodologia *Volume Of Fluid* (VOF) per fluidi bi-fase. La discretizzazione spaziale adottata è ai volumi finiti.

3.1 Equazioni di del modello

Considerando un fluido newtoniano, omogeneo ed incompressibile, le equazioni di governo sono quelle per la conservazione della massa e della quantità di moto:

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial(\rho \mathbf{u})}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u} \mathbf{u}) = -\nabla p + \nabla \cdot \mathbf{\Gamma} + \rho \mathbf{f}_b \quad (2)$$

dove \mathbf{u} , ρ e p sono, rispettivamente, il campo di velocità, la densità e la pressione del fluido, $\mathbf{\Gamma}$ è la parte deviatorica del tensore degli sforzi di superficie, \mathbf{f}_b le forze di volume per unità di massa. Il sistema multifase è trattato con l'approccio VOF, quindi l'intero flusso bifase è risolto attraverso un unico sistema di equazioni, nel quale le proprietà di ciascuna fase variano nello spazio in base alla rispettiva frazione di volume γ :

$$\phi = \gamma \phi_l (1 - \gamma) \phi_g \quad (3)$$

dove γ assume valori compresi fra 0 e 1 (con valore esattamente 0 o 1 nelle zone contenenti soltanto una delle fasi) e ϕ indica genericamente una delle proprietà del fluido (ρ , \mathbf{u} , etc.) e i pedici l e g denotano rispettivamente la fase liquida e gassosa.

3.2 Canale marittimo virtuale

Il dispositivo OWC è simulato all'interno di un canale marittimo virtuale (*numerical wave tank*, NWT), nel quale la generazione e l'assorbimento dell'onda incidente sono realizzati utilizzando il toolbox *waves2Foam* (Jacobsen, 2012). Il solutore idrodinamico *interFoam* è unito ad un approccio basato su *relaxation zone* utilizzato sia per introdurre le onde nel dominio di calcolo che per annullarne la componente riflessa dal fondo del canale. All'interno delle *relaxation zone*, i valori di velocità e livello della superficie libera sono ottenuti come media pesata tra le condizioni al contorno e la soluzione calcolata dal codice.

Il NWT è tridimensionale e ha le dimensioni del canale fisico disponibile presso il LABIMA, tuttavia per limitare l'onere computazionale, lo sviluppo longitudinale è stato limitato a circa 5 lunghezze d'onda (λ) lungo la direzione di propagazione. La griglia di calcolo è più fitta intorno alla zona della superficie libera, garantendo una risoluzione di circa 78 celle per lunghezza d'onda e 6 celle per altezza d'onda. Tali valori sono stati fissati a seguito di test di sensibilità sulla dimensione della griglia condotti in precedenza (Simonetti et al., 2015). La griglia di calcolo ha maggiore risoluzione anche in prossimità della struttura dell'OWC e intorno al condotto presente sulla parete superiore (Fig. 1-c). Il modello di turbolenza adottato è del tipo *Lage Eddy Simulation* (LES).

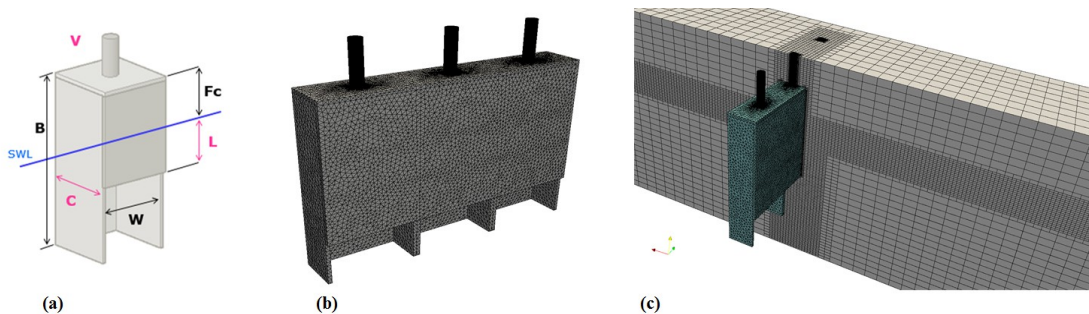


Figura 1. Geometria e parametri caratteristici del dispositivo (a); discretizzazione della geometria del dispositivo (b); dettaglio della griglia di calcolo in prossimità del dispositivo (c).

4 RISULTATI

4.1 Validazione del modello

Il modello numerico è stato validato riproducendo le stesse geometrie e i moti ondosi regolari testati in laboratorio, per un set complessivo di 16 configurazioni. Il livello d'acqua interno alla camera (η_{OWC}), la pressione interna (p) e la componente verticale della velocità dell'aria attraverso il condotto sulla parete superiore (u_y) sono confrontati con le misure sperimentali (Fig. 2). Il valor medio del coefficiente di correlazione R è di 0.98 circa, per tutti i parametri considerati.

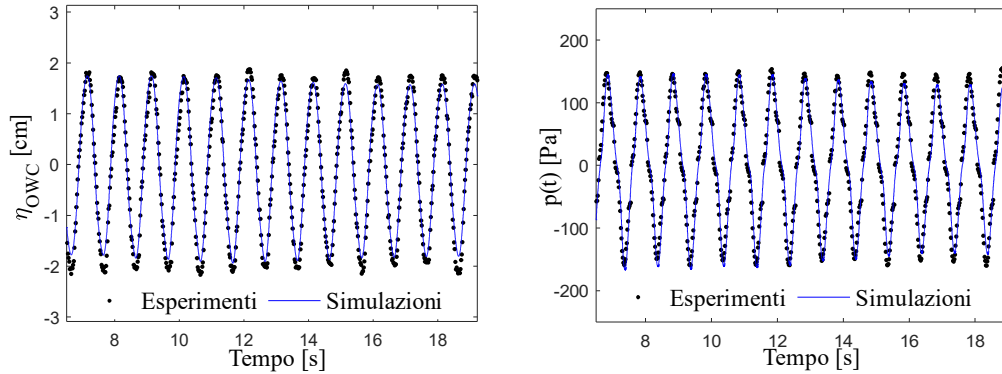


Figura 2. Confronto fra serie temporali di livelli d'acqua (sinistra) e pressioni (destra) all'interno della camera OWC, simulati e misurati.

4.2 Efficienza pneumatica del dispositivo OWC

Il modello numerico, una volta validato, viene utilizzato per aumentare il numero di configurazioni geometriche testate rispetto a quelle studiate tramite la modellistica fisica. In particolare, sono state testate variazioni dei parametri geometrici (profondità della camera, C , sommergenza della parete frontale, L , damping applicato dalla turbina) nell'intorno di quelli relativi alla configurazione più efficiente tra quelle testate sperimentalmente (caratterizzata da $C=10\text{m}$ e $L=3.5\text{m}$). In questo modo, è stato possibile identificare con maggiore precisione la geometria ottimale. L'efficienza di conversione pneumatica del dispositivo OWC, ε , è calcolata come:

$$\varepsilon = \frac{\overline{Powc}}{\overline{P_{wave}} \cdot W} \quad (4)$$

dove W denota la larghezza della singola camera OWC in direzione trasversale a quella di propagazione dell'onda, \overline{Powc} indica la potenza pneumatica in uscita dal dispositivo OWC, e $\overline{P_{wave}}$ indica la potenza dell'onda incidente per unità di metro, espressi rispettivamente come:

$$\overline{Powc} = \frac{1}{T_{test}} \int_0^{T_{test}} q(t)p(t)dt \quad (5)$$

$$\overline{P_{wave}} = \frac{1}{16} \rho g H^2 \frac{\omega}{k} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right) \quad (6)$$

dove T_{test} denota la durata della prova, $q(t)$ e $p(t)$ il flusso d'aria attraverso il condotto di uscita e la pressione nella camera OWC, ρ è la densità dell'acqua, H e ω indicano rispettivamente l'altezza e la frequenza angolare dell'onda incidente, k è il numero d'onda e h la profondità dell'acqua. Per quanto riguarda l'onda di progetto nel sito di installazione di riferimento ($H=2\text{ m}$, $T=7\text{ s}$), il massimo valore di ε raggiunto è pari a circa l'80% per la geometria ottimale quando il coefficiente di *damping*, K (coefficiente di proporzionalità nella relazione quadratica tra pressione e portata), assume specifici valori (Figura 3).

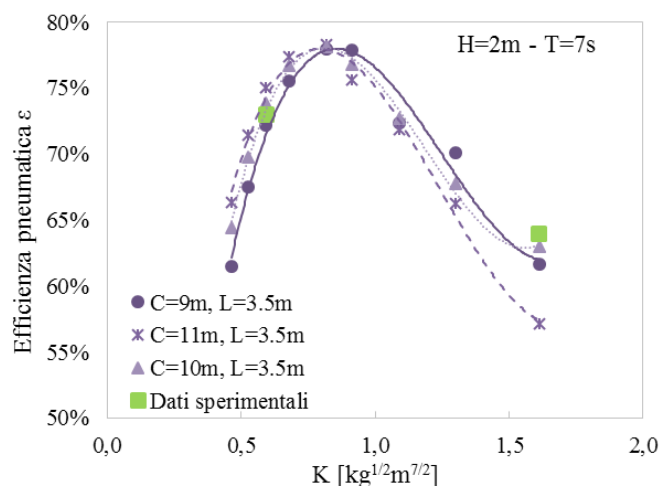


Figura 3. Efficienza pneumatica del dispositivo OWC in funzione del coefficiente di *damping*, K.

5 CONCLUSIONI

L'utilizzo di simulazioni CFD in ambiente OpenFOAM®, ha consentito la realizzazione di un canale marittimo virtuale validato mediante i dati sperimentali di un corrispondente canale fisico. Con il canale virtuale è stato ampliato lo studio parametrico volto alla ottimizzazione della tecnologia OWC, rispetto alle configurazioni studiate su modello fisico. L'approccio metodologico ha permesso di determinare con elevata precisione i valori dei parametri caratteristici della geometria del dispositivo e il coefficiente di *damping* che massimizzano l'efficienza di conversione energetica. Valori di efficienza piuttosto elevati sono ottenuti in corrispondenza di limitati vari di sommergenza della parte frontale del dispositivo (3.5 m). A tale proposito, è opportuno sottolineare che il dispositivo in esame è concepito per installazione offshore e che la parete posteriore arriva a profondità pari a circa un terzo della lunghezza d'onda di riferimento, al fine di massimizzare la riflessione e quindi aumentare le prestazioni del dispositivo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Arena, F., Malara, G., Romolo, A. A U-OWC wave energy converter in the Mediterranean Sea: Preliminary results on the monitoring system of the first prototype, Proc. 1st International Conference on Renewable Energies Offshore, Lisbon, Portugal, 2015.
- Boake, C.B., Whittaker, T.J.T., Folley & M., Ellen, H. Overview and Initial Operational Experience of the LIMPET Wave Energy Plant, 12th Int. Offshore Polar Eng. Conf. 2002.
- Brendmo, A., Falnes, J. & Lillebekken, P.M. Linear modelling of oscillating water columns including viscous loss. Applied Ocean Research, 18, pp: 65-75, 1996
- Brito-Melo, A., Hoffman, T., Sarmento, A.J.N.A., Clément, H. & Delhommeau, G. Numerical modelling of OWC-shoreline devices including the effect of surrounding coastline and non-flat bottom. Int. J. offshore Polar Eng. 11, pp: 147-154, 2001.
- Crema, I., Simonetti, I., Cappietti, L., & Oumeraci, H. Laboratory Experiments on Oscillating Water Column wave energy converters integrated in a Very Large Floating Structure, Proc. of 11th European Wave & Tidal Energy Conference, Nantes, France, 2015.
- Evans, D.V. The Oscillating water Column Wave Energy Device. J. Fluid Mechanics, 22, pp: 423-433, 1978.
- Falcão, A.F. de O., Henriques, J.C.C. & Candido, J.J. Dynamics and optimization of the OWC spar buoy wave energy converter. Renewable energy 48, pp: 369-381, 2012.
- Jacobsen N.G., Fuhrman D.R. & Fredsøe J. A wave generation toolbox for the open-source CFD library: Open-Foam. Int. J. Numer. Methods Fluids 70: 1073-88, 2012.
- Josset, C. & Clément, A.H. A time-domain numerical simulator for oscillating water column wave power plants. Renewable Energy 32, pp: 1379-1402., 2007.
- Neumann, F., Brito-Melo, A., Sarmento, A.J.N.A., "Grid connected OWC wave power plant at the Azores, Portugal", Proceedings Int. Conf. Ocean Energy: from innovation to industry, OTTI, ISBN 3-934681-49-2, pp. 53-60, 2006.
- Simonetti I., Cappietti L., El Safti H. & Oumeraci, H. 3D Numerical Modelling of Oscillating Water Column Wave Energy Conversion Devices: Current Knowledge and OpenFOAM® implementation. Proc. 1st International Conference on Renewable Energies Offshore, Lisbon, Portugal, 2015.
- Torre-Enciso, Y., Ortubia, I., De Aguilera, L.I.L. & Marqués, J. Mutriku Wave Power Plant: from the thinking out to the reality. 8th Eur. Wave Tidal Energy Conf., Uppsala, Sweden, 2009.
- Vannucchi, V. & Cappietti L. Wave Energy Estimation In Four Italian Nearshore Areas, Proceedings of the 32nd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, June 9-14, Nantes, France, 2013.

SIMULAZIONE TRIDIMENSIONALE DEI CAMPI IDRODINAMICI PRODOTTI DALL'INTERAZIONE ONDA-CORRENTI-STRUTTURA

Giovanni Cannata¹, Francesco Lasaponara¹, Flaminia Camilli¹ & Francesco Gallerano¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Sapienza Università di Roma, Via Eudossiana 18, 00184, Roma, Italia

ASPETTI CHIAVE

- Si propone un nuovo modello tridimensionale non idrostatico e shock-capturing per la simulazione dell'interazione onda-struttura e dei fenomeni idrodinamici di rifrazione, diffrazione, shoaling e frangimento delle onde ad essa associati.
- Le equazioni del moto sono espresse in forma conservativa ed in termini di coordinate sigma per poter simulare campi idrodinamici in domini variabili nel tempo in modo da seguire l'andamento della superficie libera.
- La discretizzazione delle equazioni viene effettuata per mezzo di un metodo ai volumi finiti basato su ricostruzioni WENO di alto ordine. L'avanzamento nel tempo dei valori puntuali delle variabili incognite, al centro delle facce delle celle, viene effettuato tramite un solutore esatto del problema di Riemann

1 EQUAZIONI DEL MODELLO

Le equazioni del moto in un sistema di coordinate cartesiane (x_1^*, x_2^*, x_3^*) , dove $x_1^* = x^*$, $x_2^* = y^*$ e $x_3^* = z^*$ e t^* è il tempo, sono date da:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i^*} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t^*} + \frac{\partial u_j u_i}{\partial x_j^*} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i^*} + g_i + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j^*} \quad (2)$$

dove $(i, j) = 1, 2, 3$, u_i è la componente della velocità nella direzione x_i^* , p è la pressione totale, ρ è la densità, $g_i = -g\delta_{i3}$ sono le forze di massa, $\tau_{ij} = \nu_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j^*} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i^*} \right)$ è il tensore degli sforzi turbolenti e ν_t è il coefficiente di viscosità cinematica turbolenta.

Per poter simulare accuratamente il fondale e la variazione della elevazione della superficie libera e per poter implementare in modo efficiente le condizioni al contorno sulla superficie libera, vengono adottate in questo lavoro le σ -coordinate (Stelling & Zijlema, 2003; Zijlema & Stelling, 2008):

$$t = t^* \quad x = x^* \quad y = y^* \quad \sigma = \frac{z^* + h}{D} \quad (3)$$

dove $D(x, y, t) = h(x, y, t) + \eta(x, y, t)$, h è la profondità indisturbata, η è l'elevazione della superficie libera. Questa trasformazione di coordinate, rappresenta fondamentalmente la variazione verticale delle coordinate nel dominio fisico, in un spazio uniforme trasformato dove σ varia tra 0 e 1 (Lin & Li 2002). Utilizzando il principio della differenziazione a catena, la derivazione parziale di una funzione nel dominio fisico trasformato, è data come segue:

$$\frac{\partial f}{\partial t^*} = \frac{\partial f}{\partial t} + \frac{\partial f}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial t^*}, \quad \frac{\partial f}{\partial x^*} = \frac{\partial f}{\partial x} + \frac{\partial f}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial x^*}, \quad \frac{\partial f}{\partial y^*} = \frac{\partial f}{\partial y} + \frac{\partial f}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial y^*}, \quad \frac{\partial f}{\partial z^*} = \frac{\partial f}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial z^*} \quad (4)$$

Applicando le equazioni (4) alle equazioni (1) e (2), si ottengono le equazioni del moto nelle nuove coordinate (x, y, σ) e nel tempo t (Ma, Shi & Kirby 2012):

$$\frac{\partial D}{\partial t} + \frac{\partial Du}{\partial x} + \frac{\partial Dv}{\partial y} + \frac{\partial \omega}{\partial \sigma} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\partial G}{\partial y} + \frac{\partial H}{\partial \sigma} = S_h + S_p + S_\tau \quad (6)$$

dove $\mathbf{U} = (Du, Dv, Dw)^T$. I flussi sono

$$\mathbf{F} = \begin{pmatrix} Duu + \frac{1}{2}gD^2 \\ Duv \\ Duw \end{pmatrix} \quad \mathbf{G} = \begin{pmatrix} Duv \\ Dvv + \frac{1}{2}gD^2 \\ Dvw \end{pmatrix} \quad \mathbf{H} = \begin{pmatrix} u\omega \\ v\omega \\ w\omega \end{pmatrix}$$

I termini sorgente sono dati da

$$\mathbf{S}_h = \begin{pmatrix} gD \frac{\partial h}{\partial x} \\ gD \frac{\partial h}{\partial y} \\ 0 \end{pmatrix} \quad \mathbf{S}_p = \begin{pmatrix} -\frac{D}{\rho} \left(\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial p}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial x^*} \right) \\ -\frac{D}{\rho} \left(\frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial p}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial y^*} \right) \\ -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial \sigma} \end{pmatrix} \quad \mathbf{S}_\tau = \begin{pmatrix} DS_{\tau_x} \\ DS_{\tau_y} \\ DS_{\tau_z} \end{pmatrix}$$

dove la pressione totale è stata divisa in due parti: la pressione dinamica p e la pressione idrostatica $\rho g(\eta - z)$, ω è la velocità verticale nel dominio trasformato in coordinate σ , data da

$$\omega = D \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t^*} + u \frac{\partial \sigma}{\partial x^*} + v \frac{\partial \sigma}{\partial y^*} + w \frac{\partial \sigma}{\partial z^*} \right) \quad (7)$$

con

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t^*} = \frac{1}{D} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\sigma}{D} \frac{\partial \sigma}{\partial t} \quad , \quad \frac{\partial \sigma}{\partial x^*} = \frac{1}{D} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\sigma}{D} \frac{\partial \sigma}{\partial x} \quad , \quad \frac{\partial \sigma}{\partial y^*} = \frac{1}{D} \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\sigma}{D} \frac{\partial \sigma}{\partial y} \quad , \quad \frac{\partial \sigma}{\partial z^*} = \frac{1}{D} \quad (8)$$

Integrando l'equazione (5) da $\sigma = 0$ a 1 e usando le condizioni al contorno al fondo e sulla superficie libera per ω , si ottiene l'equazione di governo per il moto della superficie libera.

$$\frac{\partial D}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(D \int_0^1 u d\sigma \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D \int_0^1 v d\sigma \right) = 0 \quad (9)$$

2 SCHEMA NUMERICO

Nel nostro lavoro le equazioni del moto sono discretizzate per mezzo di un metodo ai volumi finiti (Bradford 2005; Ai & Jin, 2010) basato su ricostruzioni WENO di alto ordine che, dai valori mediati di cella, ricostruisce i valori puntuali delle variabili incognite al centro delle facce di contorno che definiscono le celle di calcolo.

La procedura di soluzione delle equazioni del moto del fluido usa un metodo fractional-step Runge-Kutta (SSPRK) a cinque step al quarto ordine di accuratezza per l'equazione di bilancio della quantità di moto e applica una formulazione pressure corrector per ottenere campi di velocità a divergenza nulla per ogni step temporale. In particolare, ad ogni passo temporale è ottenuto un campo di velocità ausiliario a divergenza non nulla, \mathbf{U}^*/D , direttamente dalle equazioni di bilancio della quantità di moto, nelle quali è stato eliminato il termine associato al gradiente della pressione. La soluzione della così detta equazione di Poisson (eq.(11) e eq.(14)), consente il calcolo di un campo di velocità anch'esso non solenoidale, ma irrotazionale, che sommato al campo di velocità \mathbf{U}^*/D , permette il calcolo della velocità \mathbf{U}^{t+dt}/D , al nuovo istante temporale.

Al primo step viene calcolata la velocità $\mathbf{U}^{(1)}$ utilizzando un projection method dato da:

$$\frac{\mathbf{U}^* - \mathbf{U}^n}{\Delta t} = - \left(\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} + \frac{\partial \mathbf{H}}{\partial \sigma} \right)^n + \mathbf{S}_h^n + \mathbf{S}_\tau^n \quad (10)$$

$$\nabla^2 p^n = - \frac{\Delta t}{\rho} \text{div} \left(\frac{\mathbf{U}^*}{D} \right)^n \quad (11)$$

$$\frac{\mathbf{U}^{(1)} - \mathbf{U}^*}{\Delta t} = \mathbf{S}_p^{(1)} \quad (12)$$

dove \mathbf{U}^n rappresenta il valore di \mathbf{U} allo step temporale n , \mathbf{U}^* è il valore intermedio nel projection method e $\mathbf{U}^{(1)}$ è il valore stimato al primo step temporale. Nello step p , il campo di velocità è aggiornato nuovamente ad un successivo livello intermedio usando lo stesso projection method:

$$\frac{\mathbf{U}^* - \mathbf{U}^{(p-1)}}{\Delta t} = -\left(\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} + \frac{\partial \mathbf{H}}{\partial \sigma}\right)^{(p-1)} + \mathbf{S}_h^{(p-1)} + \mathbf{S}_\tau^{(p-1)} \quad (13)$$

$$\nabla^2 p^{p-1} = -\frac{\Delta t}{\rho} \operatorname{div}\left(\frac{\mathbf{U}^*}{D}\right)^{(p-1)} \quad (14)$$

$$\frac{\mathbf{U}^{(p)} - \mathbf{U}^*}{\Delta t} = \mathbf{S}_p^{(p)} \quad (15)$$

per ottenere il valore finale della soluzione al tempo $n+1$

$$\mathbf{U}^{n+1} = \Omega_p \mathbf{U}^p \quad (16)$$

in cui i valori Ω_p sono dati da *Spiteri & Ruuth* (2002).

La discretizzazione numerica dell'equazione (9), con l'introduzione in essa dei valori aggiornati delle velocità (u^{n+1}, v^{n+1}), consente il calcolo del valore aggiornato di D^{n+1} .

La procedura numerica è basata sui seguenti step:

- Ricostruzioni WENO di alto ordine (*Gallerano, Cannata & Tamburrino* 2012; *Gallerano, Cannata & Villani* 2014), dai valori mediati di cella, dei valori puntuali delle variabili incognite al centro delle facce di contorno che definiscono le celle di calcolo. Al centro delle facce di contorno comuni a due celle adiacenti, due valori puntuali delle variabili incognite sono ricostruiti attraverso due ricostruzioni WENO definite su due celle adiacenti.
- Avanzamento nel tempo dei valori puntuali delle variabili incognite al centro delle facce di contorno delle celle di calcolo tramite un solutore esatto del problema di Riemann, con i dati iniziali dati da un paio di valori puntuali calcolati da due ricostruzioni WENO definite su due celle adiacenti.

La discretizzazione numerica dell'equazione (9), con l'introduzione in essa dei valori aggiornati delle velocità (u^{n+1}, v^{n+1}), consente il calcolo del valore aggiornato di D^{n+1} .

3 RISULTATI

Il modello proposto è stato validato utilizzando dei test di laboratorio presenti in letteratura. In questa sezione sono mostrati i risultati relativi ad alcune simulazioni effettuate al fine di valutare l'efficacia del modello proposto nel considerare l'interazione che il moto ondoso ha con le infrastrutture costiere.

Nel test mostrato in figura 1, si simula la propagazione del moto ondoso su una spiaggia piana in cui è presente una barriera sommersa all'inizio di tale spiaggia. L'onda simulata ha periodo $T=3$ s, ampiezza d'onda $a=0.1$ m. Il dominio computazionale ha una lunghezza di 40m, e la spiaggia ha una pendenza di 0.008, la profondità nella zona di generazione è di 1.6 m. Il passo di discretizzazione spaziale è di $dx=0.075$ m e $dz=0.09$ m, il passo di discretizzazione temporale di $dt=0.001$ s. In figura 1a è rappresentato l'andamento dell'elevazione della superficie libera in presenza di una barriera sommersa. L'analisi della figura 1a dimostra l'efficacia del modello proposto nel cogliere gli effetti della struttura sul campo idrodinamico. In particolare si osserva come la presenza della barriera sommersa modifichi il profilo dell'onda e riduca sostanzialmente le velocità della corrente a valle della barriera stessa. Inoltre, al fine di mostrare l'efficacia del modello nel cogliere la complessità del campo idrodinamico prodotta dalla lama d'acqua che si ritira nella zona di swash, in figura 1b è riportato il dettaglio del fronte wet and dry della figura 1a e il relativo campo di velocità. Si

nota l'efficacia della rappresentazione delle discontinuità dovute sia all'avanzamento del fronte wet and dry, tra la zona bagnata e la zona asciutta, sia al frangimento dell'onda e dell'interazione tra la lama d'acqua, prodotta da un'onda precedente, che si sta ritirando nella zona di swash e l'onda frangente che arriva da sinistra.

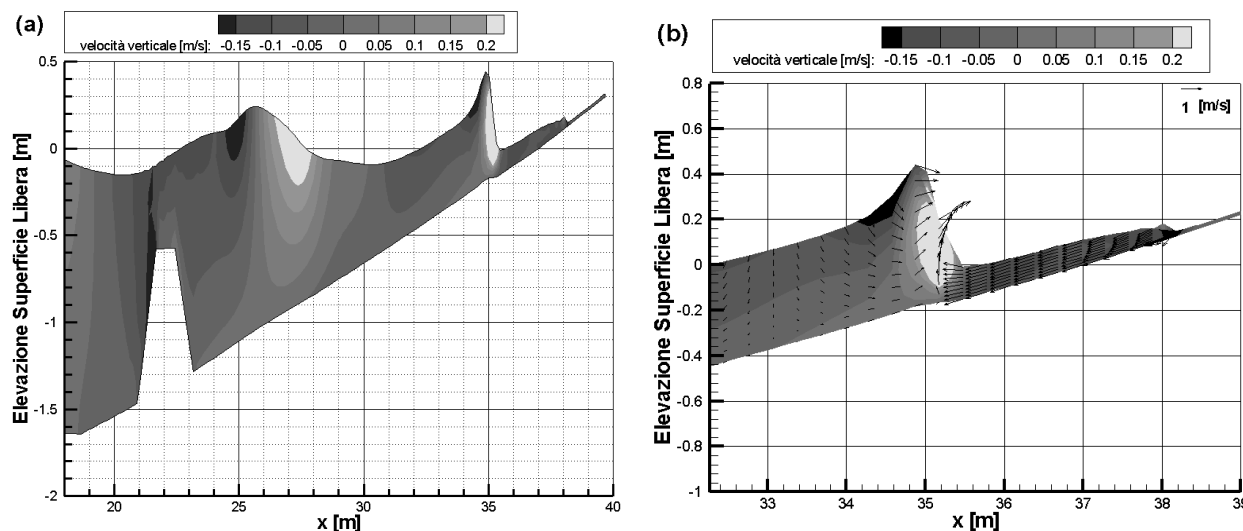


Figura 1. Elevazione della superficie libera (a). Dettaglio elevazione della superficie libera e campi di velocità nella zona dei frangenti (b) (è stato rappresentato solo un vettore su due)

4 CONCLUSIONI

In questo lavoro è stato presentato un nuovo modello tridimensionale non idrostatico basato sull'integrazione numerica delle equazioni di Navier-Stokes espresse in coordinate sigma. La procedura di soluzione delle equazioni del moto del fluido usa un metodo fractional-step Runge-Kutta (SSPRK) a cinque step al quarto ordine di accuratezza per l'equazione di bilancio della quantità di moto e applica una formulazione pressure corrector per ottenere campi di velocità a divergenza nulla per ogni step temporale. Sono state implementate delle ricostruzioni WENO di alto ordine per il calcolo dei valori puntuali delle variabili incognite all'interfaccia delle celle di calcolo e un solutore esatto del problema di Riemann è utilizzato per il calcolo dei flussi all'interfaccia delle celle per l'avanzamento nel tempo delle variabili incognite. Dall'analisi dei risultati delle simulazioni effettuate è possibile concludere che il modello proposto in questo lavoro risulta efficace nella valutazione dell'interazione che il moto ondoso ha con le strutture costiere e nel valutare gli effetti locali che tale interazione produce.

5 BIBLIOGRAFIA

- Ma, G., Shi, F. & Kirby, J.T., Shock-capturing non-hydrostatic model for fully dispersive surface wave processes, *Ocean Modelling* 2012, 43-44, 22-35
- Lin & Lin, A σ -coordinate three-dimensional numerical model for free surface wave propagation, *International Journal for Numerical Methods in Fluids* 2002, 38, 1045-1068.
- Stelling, G. & Zijlema, M., An accurate and efficient finite-difference algorithm for non-hydrostatic free-surface flow with application to wave propagation, *International Journal for Numerical Methods in Fluids* 2003, 43, 1-23.
- Zijlema, M. & Stelling, G., Efficient computation of surf zone waves using the non linear shallow water equations with non-hydrostatic pressure 2008, 55, 780-790.
- Bradford, S.F., Godunov-based model for nonhydrostatic wave dynamics. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 2005, 131, 226-238.
- Ai, C. & Jin, S., Non-hydrostatic finite volume method for non-linear waves interacting with structures, *Computers & Fluids* 2010, 39, 2090-2100.
- Spiteri, R.J., Ruuth, S.J., A new class of optimal high-order strong-stability preserving time discretization methods. *SIAM Journal on Numerical Analysis* 2002, 40 (2), 469-491.
- Gallerano, F., Cannata, G. & Tamburrino, M., Upwind WENO scheme for Shallow Water Equations in contravariant formulation, *Computers & Fluids* 2012, 62, 1-12.
- Gallerano, F., Cannata, G. & Villani, M., An integral contravariant formulation of the fully non-linear Boussinesq equations, *Coastal Engineering* 2014, 83, 119-136.

ANALISI DEL CAMPO DI MOTO DAVANTI AD UN U-OWC

Pasquale Filianoti¹, Luana Gurnari², Carmelo Denisi³

Università degli studi Mediterranea di Reggio Calabria, Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Energia, dell'Ambiente e dei Materiali (DICEAM), (1) filianoti@unirc.it; (2) luana.gurnari@unirc.it; (3) carmelo.denisi@unirc.it.

ASPETTI CHIAVE

- Utilizzo della CFD per l'analisi dell'interazione onde-assorbitore di energia ondosa;
- Implementazione e validazione canale numerico;
- Analisi campo di onde quasi-stazionario davanti all'assorbitore.

1 INTRODUZIONE

I REWECs (Resonant Wave Energy Converters) sono una particolare famiglia di impianti a colonna d'acqua oscillante. Sono anche definiti U-OWC per la presenza di un condotto addizionale sulla parete battuta dalle onde, il quale conferisce al sistema una forma ad U, un'estremità della quale è collegata al mare, e l'altra è collegata ad una camera di assorbimento contenente una massa d'aria comunicante con l'atmosfera attraverso un tubo, al cui interno può essere alloggiata una turbina di Wells. La presenza del condotto addizionale impedisce alle onde di entrare nella camera, come avviene invece negli OWC tradizionali. Il moto all'interno della U è prodotto dalla fluttuazione di pressione Δp , agente sull'imboccatura superiore del condotto. Tale fluttuazione dipende in maniera essenziale dalle dimensioni del moto ondoso incidente e dalla geometria dell'impianto. Il problema del moto interno all'impianto è stato risolto applicando l'equazione di Eulero alla corrente d'acqua (Boccotti, 2007) partendo da una Δp di tentativo, determinata o euristicamente (Filianoti e Camporeale, 2007) o ipotizzando le espressioni (1) e (2), rispettivamente per l'elevazione d'onda e il potenziale di velocità, e risolvendo le incognite H , H' e ε mediante opportune condizioni al contorno. Qui, viene implementato un esperimento in un canale numerico bidimensionale, dotato di batti-onde a pistone. Il modello matematico è costituito dalle RANS risolte numericamente dal solutore FLUENT con il metodo VOF. Il canale è stato preliminarmente validato analizzando il campo di onde in riflessione pura (senza assorbitore di energia ondosa).

1.1 Il campo di onde davanti all'assorbitore

Il campo di onde può immaginarsi come la sovrapposizione del campo di moto prodotto dall'onda stazionaria che ci sarebbe davanti alla parete (qualora non vi fosse assorbimento) con l'onda prodotta dalla portata pulsante attraverso l'impianto (Boccotti, 2007; 2015):

$$\eta(y,t) = H \cos(\omega t) \cos(ky) - H' \sin(ky) \cos(\omega t + \varepsilon) \quad (1)$$

$$\varphi(y,z,t) = -g\omega^{-1} \frac{\cosh[k(d+z)]}{\cosh kd} \left[h \cos(ky) \sin(\omega t) + H' \sin(ky) \sin(\omega t + \varepsilon) \right], \quad (2)$$

dove H e ω sono l'altezza e la frequenza delle onde incidenti. Il primo termine a secondo membro dell'eq. (1) rappresenta il campo primario; il secondo termine, il campo addizionale. Il campo addizionale ha un nodo sulla parete, e dunque sulla parete esso produce solo una portata fluttuante nel tempo.

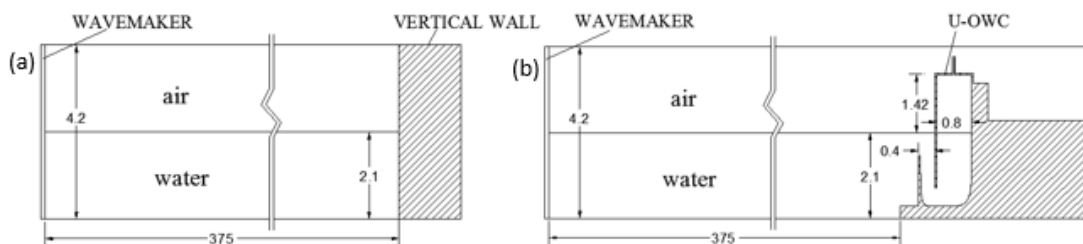


Figura 1. Il canale numerico impiegato per le simulazioni: (a) con parete di estremità riflettente; (b) con parete assorbente (l'impianto REWEC).

1.2 Obiettivi della ricerca e metodologia

L'obiettivo della ricerca è risolvere il problema dell'interazione onde-assorbitore, definendo le caratteristiche del campo di moto davanti all'impianto e la dinamica del flusso d'acque e aria all'interno di esso. La metodologia per svolgere le predette verifiche è quella dell'esperimento numerico. Il primo passo di impiego di tale metodologia è la creazione del canale numerico e la conduzione di alcune verifiche preliminari sul suo funzionamento. Il canale è lungo 375 m, ed è delimitato da un fondo piano e da due pareti verticali, una mobile (per la generazione del moto ondoso) e l'altra fissa (v. Fig. 1a). Una volta convalidato il funzionamento del canale, si è inserito un impianto REWEC nello stesso (v. Fig. 1b).

Le simulazioni fluidodinamiche sono state effettuate adottando come solutore il software commerciale Fluent nella versione ACADEMY di ANSYS 15.0.

2 LA PROPAGAZIONE DELLE ONDE IN UN CANALE

Una parete verticale posizionata all'estremità di un canale di profondità d e lunghezza b , la quale oscilla con pulsazione angolare ω e ampiezza S , produce uno scostamento del pelo libero nel canale, rispetto alla posizione di quiete, che può essere espresso nella forma (Hughes, 1993):

$$\eta(y,t) = \frac{S}{b} \cdot \frac{d}{2} [\cos(\omega t) - 1] + \frac{S}{b} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\tanh(k_n d)}{k_n} \cos(k_n y) \frac{\omega^2}{\omega^2 - \sigma_n^2} [\cos(\sigma_n t) - \cos(\omega t)]. \quad (3)$$

In Fig. 2 sono mostrate quattro istantanee della $\eta(y,t)$, prese ad istanti di tempo successivi. Fissiamo l'attenzione sulla ascissa traguardata con la linea verticale, posta a 10 lunghezze d'onda dal battente ($y=10L$). Trascorso un intervallo di tempo pari a 5 periodi d'onda T , dall'inizio del moto del pistone, $\eta(10L, 5T)=0$, in quanto il moto ondoso ancora non si è propagato fino a tale distanza. Passati ulteriori $10T$, il moto raggiunge la nostra sezione. Dopo altri 25 periodi, il moto ondoso è sinusoidale, e può essere rappresentato dall'espressione

$$\eta(10L,t) = A \cos(ky - \omega t), \text{ con } A = \frac{kdS}{2}; \quad k = \frac{\omega^2}{g} \tanh(kd), \quad (4)$$

la quale è caratteristica di un'onda progressiva. Trascorsi $60T$ dall'azionamento del pistone, ovvero dopo un tempo sufficiente affinché il treno di onde incidenti si abbatta sulla parete riflettente posta all'altra estremità del canale e venga da questa riflesso, l'elevazione d'onda può essere rappresentata dall'espressione

$$\eta(y,t) = 2A \cos(\omega t) \cos(ky). \quad (5)$$

Essa è tipica di un campo di onde stazionario, così definito perché non vi è più una propagazione di energia ondosa uniforme lungo il canale.

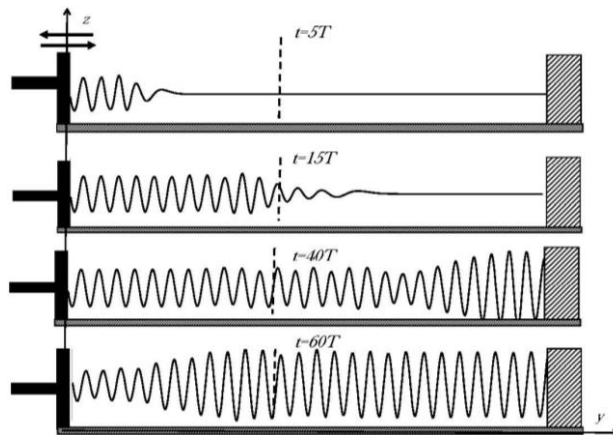


Figura 2. Quattro istantanee dell'elevazione della superficie libera in un canale inizialmente in quiete.

Tale campo è infatti caratterizzato dalla presenza dei cosiddetti “nodi”. Si tratta di sezioni in cui il pelo libero coincide con il livello di quiete ($\eta = 0$) in qualsiasi istante di tempo.

In definitiva, la generazione del moto ondoso in un canale originariamente in quiete, per mezzo di un battente verticale a pistone, produce un moto superficiale che può essere efficacemente rappresentato dall'eq. (3) in qualsiasi punto del canale e in qualsiasi istante di tempo. Tuttavia, si può fare ricorso alle più semplici espressioni (4) e (5) in opportuni domini temporali.

La Fig. 3 mostra la sovrapposizione di alcune istantanee dell'elevazione d'onda nel canale, scattate ogni 0.05 periodi d'onda T , per un intervallo di tempo pari a T . La Fig. 3a mostra cosa succede davanti ad una parete verticale perfettamente riflettente; la Fig. 3b, davanti al REWEC. Quello che si forma davanti alla parete riflettente è il classico campo di onde stazionarie caratterizzato dall'intervallarsi di nodi e antinodi. Davanti al REWEC3, notiamo invece l'assenza di nodi, cioè di punti in cui l'elevazione d'onda è rigorosamente zero. Sono invece presenti degli pseudo-nodi, ovvero punti di minima ampiezza dell'involuppo (v. Fig. 3b). Ciò comporta l'esistenza un flusso di energia che si propaga dal REWEC3 verso il battente.

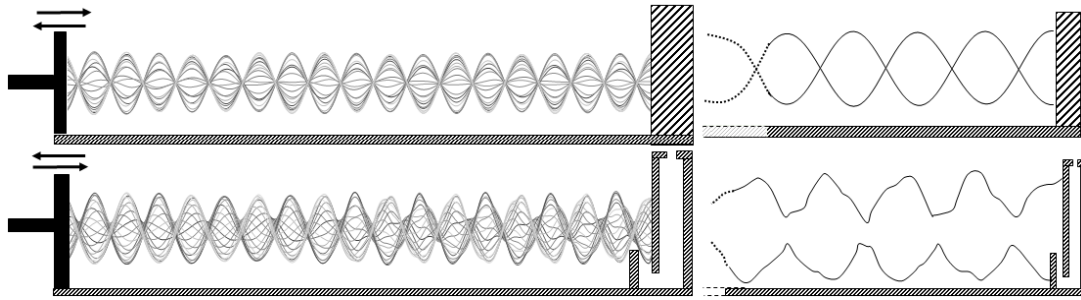


Figura 3. Sovrapposizione di alcune istantanee dell'elevazione d'onda η : (a) davanti ad una parete verticale perfettamente riflettente; (b) davanti al REWEC. A sinistra l'involuppo delle η : si nota l'assenza dei "nodi" davanti al REWEC, caratteristica dei campi di onde stazionari.

3 L'ENERGIA ASSORBITA DALL'IMPIANTO

Per verificare la capacità dell'impianto di assorbire l'energia ondosa si è calcolato sia il flusso medio di energia delle onde incidenti sia il flusso medio assorbito attraverso l'imboccatura dell'impianto. Il primo è stato valutato mediante l'integrale

$$\Phi \equiv \int_{-d}^{\eta} (p + \rho e) v dz, \quad (6)$$

dove il termine della funzione integranda racchiuso tra parentesi tonde rappresenta l'energia meccanica posseduta dall'unità di volume delle particelle d'acqua, e l'integrale è esteso dal fondo del canale ($z = -d$) alla superficie libera ($z = \eta$). Il simbolo $\langle \rangle$ rappresenta l'operatore di media nel tempo.

Il flusso assorbito dall'impianto è dato dall'integrale

$$\Phi_{ass} \equiv \langle \iint \Delta p v dA \rangle, \quad (7)$$

dove Δp è la fluttuazione dovuta all'onda e $v dA$ è la portata elementare nel condotto verticale.

La Fig. 4 mostra il flusso istantaneo di energia calcolato in tre diverse posizioni del dominio di calcolo. La storia temporale (a) è stata registrata a $3L$ dal battente (sez. AB). Nell'intervallo temporale indicato in ascissa, le onde avanzano dal battente verso il REWEC. Il flusso oscilla tra zero e 290 W. Nel diagramma (b) siamo ad una lunghezza d'onda di distanza dal REWEC (sez. CD). Nell'intervallo temporale mostrato, le onde sono stazionarie. Infine (sez. EF), il flusso di energia assorbito istantaneamente dall'impianto è mostrato in (c).

Come si vede, a differenza del flusso delle onde incidenti, sia quello davanti al REWEC3 sia quello da esso assorbito, assumono anche valori istantanei negativi. Questo accade perché l'impianto non è in risonanza col moto ondoso, e pertanto la portata pulsante e la fluttuazione di pressione sull'imboccatura sono sfasate tra loro di una quantità diversa da $\pi/2$.

Una verifica della congruenza dei risultati ottenuti è stata condotta applicando l'equazione del bilancio energetico ai due volumi di controllo ABCD e CDEF, tratteggiati nella stessa Fig. 4. Sono raffigurati: il campo di onde che si espande dall'assorbitore verso il battente, caratterizzato da un flusso medio di energia

pari a Φ_o ; il campo delle onde incidenti, caratterizzato da Φ_{in} , e il flusso medio assorbito dall'impianto Φ_{ass} . I tre flussi Φ , rappresentano i valori medi del flusso istantaneo attraverso le sezioni tratteggiate nella Fig. 4, nell'intervallo di 5 periodi d'onda. Per il volume ABCD, deve aversi

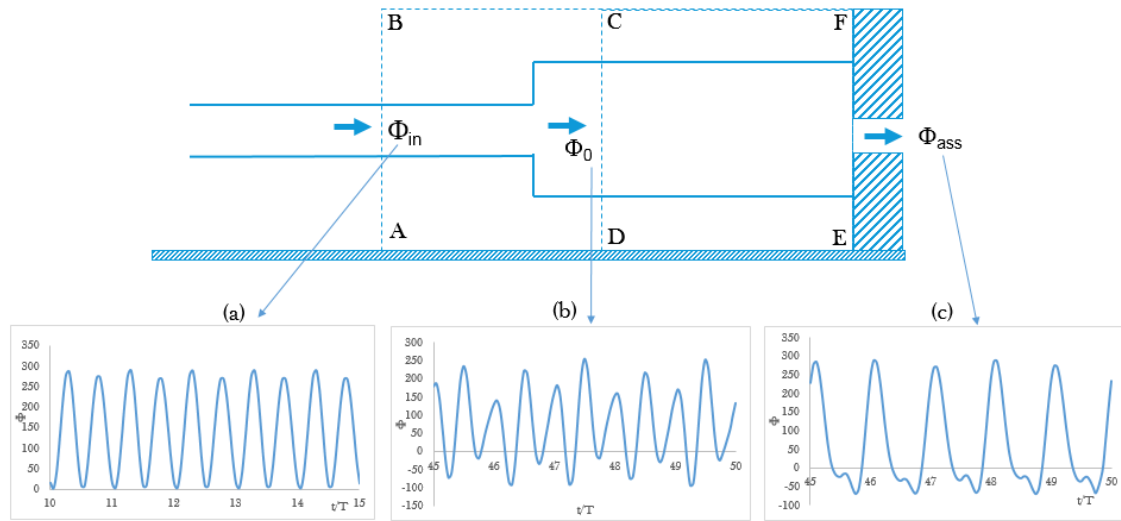


Figura 4. Flusso istantaneo di energia attraverso tre sezioni assegnate: (a) sez. AB; (b) sez. CD; (c) nel REWEC3. e Volume di controllo per il calcolo del bilancio energetico (b).

$$\Phi_{in} - \Phi_0 \equiv \Delta E / dt, \quad (8)$$

$\Delta E/dt$ essendo la variazione di energia meccanica all'interno del volume considerato. Per il volume CDEF, invece

$$\Phi_0 = \Phi_{ass}, \quad (9)$$

essendo $\Delta E/dt = 0$, poiché il campo che si espande verso il battitore ha già superato la sez. CD nell'intervallo di tempo considerato. Per il caso simulato ($H = 0.2$ m e $T = 3.5$ s), l'impianto assorbe quasi il 50% dell'energia incidente, pur non trovandosi in condizioni di risonanza.

4 CONCLUSIONI

Il campo di moto che si forma davanti ad un assorbitore di energia ondosa di tipo REWEC è stato analizzando ricorrendo ad un esperimento su un canale numerico bidimensionale. I risultati dell'esperimento hanno messo in evidenza la formazione di un campo di onde quasi-stazionarie, ovvero caratterizzate dalla presenza di pseudo-nodi in cui l'elevazione d'onda non è nulla. Con le dimensioni dell'onda generata ($H=0.2$ m e $T=3.5$ s) l'impianto ha assorbito il 50% dell'energia ondosa incidente, pur non trovandosi in condizioni di risonanza. Per una caratterizzazione più ampia sia dell'impianto sia del campo di moto davanti ad esso, è necessario sottoporre l'impianto all'azione di onde con svariati periodi.

Ringraziamento

Si ringrazia il centro ENEA di Portici (NA) per aver concesso l'uso della piattaforma CRESCO per le simulazioni numeriche.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Boccotti P., 2007. Caisson breakwaters embodying an OWC with a small opening - Part I: Theory, Ocean Engineering 34 (5-6), 806-819
- Boccotti P., 2015. Wave mechanics and wave loads on marine structure - Elsevier
- Filiani P. & Camporeale S., 2007. A linearized model of OWC devices with additional vertical ducts, 7th European Wave and Tidal Energy Conference, 11 - 14 Sept., Porto.
- Hughes, S.A., 1993. Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering, Advanced Series on Ocean Engineering, Vol. 7. World Scientific, London, ISBN 981-02-1540-1, xv + 568 pp

COMPARISON OF DIFFERENT METHODS IN WAVE GENERATION AND ABSORPTION ALGORITHMS IN A CFD NUMERICAL WAVE TANK

A. M. Miquel¹, A. Kamath², H. Bihs², R. Archetti¹

(1) DICAM - University of Bologna - Viale del Risorgimento 2, Bologna (BO) 40122, Italy; (2) Dept. of Civil and Transport Engineering - NTNU - Høgskoleringen 7A, Lerkendalsbygget, Trondheim, NO-7491, Norway;

KEY POINTS

- REEF3D generates waves using two methods: the relaxation method and the Dirichlet method. Absorption is achieved by the relaxation method or active wave absorption. All the combinations have been tested.
- The relaxation method has a better general performance than the active wave absorption. However, computational costs are also higher. Thus, leaving the choice subjected to specific requirements.
- Wave steepness has been identified as a key parameter for wave absorption. Steep waves show higher reflection coefficients regardless the selected wave generation and absorption algorithm.

1 INTRODUCTION

The rise of computational power in recent years has brought Computational Fluid Dynamics (CFD) to the forefront as a supplementary tool to physical testing for marine and coastal engineering. A lot of effort has been devoted lately towards wave modelling in CFD. Several models describing wave characteristics and interaction with coastal structures have been developed and validated.

Simulations are usually carried in enclosed domains, which emulate wave tanks and flumes typically used for physical testing. Wave tanks require a special treatment of the boundary conditions (BC) to ensure a good wave generation and an efficient wave absorption. Several methods to prevent reflection have been implemented with success. These methods can be divided into two major categories; namely, passive and active absorption. The former consists in installing a porous medium at the walls of the tank so the energy of the incoming waves is dissipated; numerically, this is done damping waves down via a relaxation function. The principle of Active Wave Absorption (AWA) is to generate the same reflected wave that reaches the wave-maker but in the exact opposite direction, so they cancel each other out (Frigaard & Brorsen,1995).

In this work, the open source CFD code REEF3D (Bihs,2013) has been used to provide an insight on how different methods of generating and absorbing waves perform in a numerical wave tank. The software provides two options for wave generation; the relaxation method, presented in Mayer et al., 1998 and further extended by Jacobsen et al., 2012, and the Dirichlet approach. Similarly wave absorption can be achieved using the relaxation method or active absorption, such as in Higuera et al., 2013. Different simulations combining the above methods have been run in order find the optimal set up.

2 REEF3D & REFLECTION ANALYSIS

2.1. REEF3D

REEF3D solves the Reynolds-Averaged Navier-Stokes equations (RANS) using an Eulerian approach, i.e. under the assumption of incompressible fluid flow. Turbulence in the flow is accounted with the k- ω model, where k expresses the turbulent kinetic energy and ω the specific turbulent dissipation. This turbulence model provides the eddy viscosity, for more detailed information on the model refer to Wilcox,1994. The Chorin's projection method (Chorin, 1968) is applied to obtain the pressure gradient term in the RANS equations for an incompressible flow. To solve the Poisson equation, the BiCGStab algorithm, presented in van der Vorst, 1992, has been used. This procedure can be applied because a staggered grid is used to discretize the domain. The staggered grid delivers a good coupling between pressure and velocity and therefore, a divergence free solution is obtained. The convective term of the RANS equation is treated numerically with the fifth-order Weighted Essentially Non Oscillatory (WENO) scheme within the

conservative finite-differences discretization framework. Thorough description of the implementation of this method can be found in *Jiang & Shu, 1996*. The time-dependent part of the RANS equations is discretized through the Total Variation Diminishing (TVD) Runge-Kutta scheme (*Shu & Osher, 1988*). This method implements a variable time step integration over time using the CFL criterion in order to determine the time step. The free surface is determined by the level set method, thoroughly described in *Osher & Sethian, 1988*, in which a function that specifies the minimum distance from the interface is defined; allowing to differentiate between different phases.

In REEF3D's numerical tank, waves can be produced and absorbed with the Relaxation Method (RM) and the Active Wave Absorption method (AWA). RM smoothly performs a transition from the analytical values to the numerical ones when generating waves. In the same way, values are taken back to the analytical source when absorbing them. This transition is carried progressively in space and the areas where that occurs are usually denominated relaxation zones. REEF3D offers the possibility to use two different relaxation methods, the one proposed by *Engsig, 2006* which we will refer to as Relaxation Method 1 (RM 1), and the one developed by *Jacobsen et al., 2012*, which will be called Relaxation Method 2 (RM 2) hereinafter.

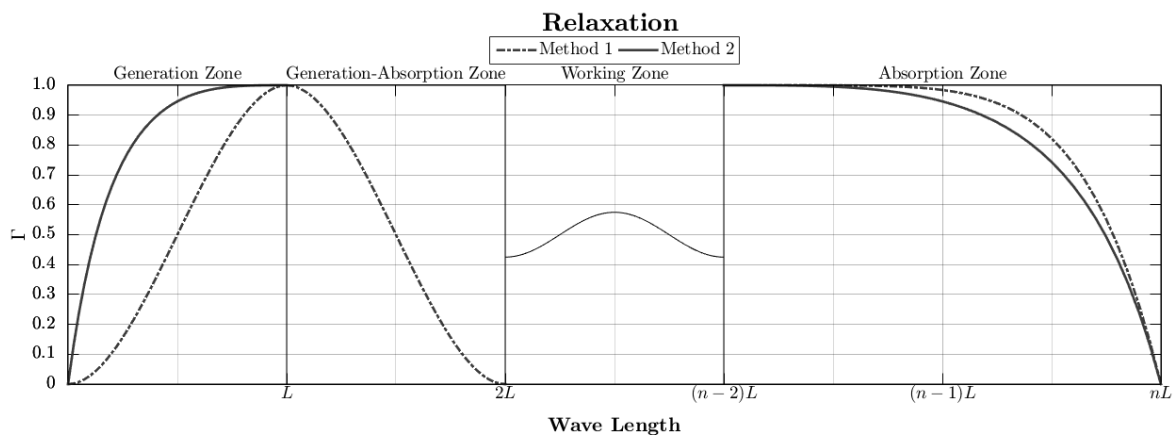


Figure 1. Sketch of a numerical wave tank with wave generation and absorption zones and Relaxation Functions

Another possibility REEF3D offers, is to carry wave generation through active wave absorption. In order to do so, the Dirichlet type of BC is assumed, so the velocities required to generate waves are imposed at the inlet BC. In the same way, to achieve the reflected wave cancellation, the exact same wave needs to be generated in the opposite direction. Assuming shallow waters within the Airy theory makes this approach straight forward for 2D waves, since water particle velocities are considered to be constant along the vertical axis. This feature can be implemented either in the inlet and outlet boundaries. In the former, the incident wave velocity is compared to the velocity at the face of the inlet, the difference is the correction velocity that needs to be applied in order to obtain the correct waves. In the latter, instead of having incident wave velocities still water is assumed, so the velocity to absorb the incoming waves is exactly the opposite from the ones reaching the outlet.

Independently from the wave generation setting described above, REEF3D is able to generate waves from a wide variety of theories. Such as linear waves, in its three variants (deep, intermediate and shallow waters), 2nd order Stokes waves, 5th order Stokes waves, Cnoidal waves, Solitary waves, irregular and focused waves. This flexibility is given by the fact that the boundaries only need to establish the vertical and horizontal velocity and the water surface level.

2.2. Reflection Analysis

In order to assess which is the best performant method to generate and absorb waves, the amount of reflection present in the numerical tank needs to be quantified. There are several existing methods to quantify wave reflection, such as *Suzuki & Goda, 1976*, where only two wave gauges were used and noise cancellation was not possible. *Mansard & Funke, 1980*, introduced a modified version accounting for three gauges which would filter the noise out. In this work, the method proposed in *Zelt & Skjelbreia, 1992* has been used for the 2D numerical wave tank. The number of chosen gauges is arbitrary, after a sensitivity

study on the gauge number it has been concluded that for the simulation conditions 4 gauges is enough. For the 3D wave tank, a variant of Zelt & Skjelbreia, 1992 has been implemented. This, presented by Gronbech *et al.*, 1997, takes into account the possible crossed-modes generated by lateral reflections and the minimum number of wave gauges required to achieve the necessary accuracy is 5.

3 SIMULATIONS, RESULTS & DISCUSSION

The numerical wave tank dimensions have been fixed for all the simulations, having a length of 25 m, a height of 1 m, a width of 0.025 m and a cell size of $dx = dy = dz = 0.025$ m, which makes a total of 40000 cells. The still water level is set at 0.5 m from the base. Wave steepness is a crucial parameter when it comes to absorb waves, specially by numerical methods, so several wave conditions have been tested. Two variants have been run with a wave height of $H=0.04$ m and periods of $T=1.2$ s ($L = 2$ m) and $T=2.0$ s ($L=4$ m) with the 2nd order Stokes theory. Each cases for regular waves have been run for 90 s, which is long enough for the computations to reach stability.

In addition, two different first order irregular wave sea states have been generated according to the JONSWAP spectrum with a peak enhancement parameter of $\gamma=3.3$, $H_s=0.04$ m and two different peak periods of $T_p=1.2$ s and $T_p=2.0$ s. For irregular waves, simulations have been run for 500 s. The duration of simulation was determined after an spectral analysis which concluded that for 500 s, 90% of the theoretical spectrum components were generated. Finally, each simulation is run, in order to obtain comparable results among the simulations computational costs, the following index has been developed:

$$C_E = \frac{t_{sim} \cdot N_{Pr}}{D} = \left(\frac{h}{s} \right) \quad (1)$$

where the t_{sim} is the computational time of the simulation, N_{Pr} is the number of processors used and D is the duration of the simulation. Results are shown in figure 2.

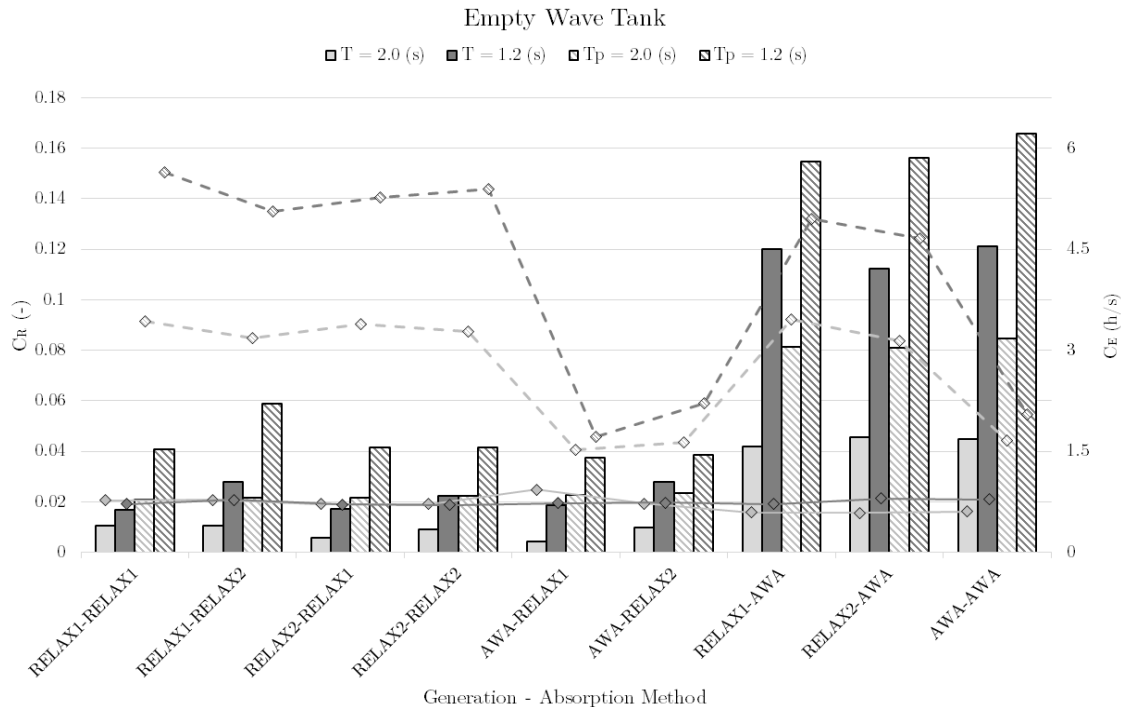


Figure 2. Reflection coefficients and computational effort for different methods. The solid bars and lines represent regular waves and the dashed ones express irregular wave sea states.

Three different patterns can be observed in fig 2. Firstly, the relaxation method performs much better than the active wave absorption, especially for regular waves. Secondly, big difference is also found according to wave steepness, steep waves are harder to be absorbed for both methods and even bigger difference is found for AWA. Finally, better performance is achieved in regular rather than in irregular waves since irregular waves spread over a broad range of frequencies. Therefore, in an irregular sea state there will always be steep waves, which correspond to the high frequency values in the spectrum.

Furthermore, even though RM 1 seems to perform slightly better than RM 2, no clear trend can be identified when comparing between the two relaxation methods. Therefore, RM 2 should always be preferred since it is more computationally efficient with only one relaxation zone in the wave generation area (see fig. 1) and thus, reducing the spatial domain considerably.

In terms of the computational effort, no significant difference is found for regular waves; whereas a significant decrease of the computational effort can be observed when AWA is chosen. Most of this reduction is due to wave generation, proving that the Dirichlet BC is more efficient than its RM counterpart; this is a straight comparison, since for all the simulations the domain has exactly the same number of elements. The choice on the method must rely on different factors. On the one hand, if quality in absorption is the driving premise, then the user should use RM 2. On the other hand, if a high computational efficiency is required, the AWA should be the selected system, since it does not require extra space for the relaxation zones and its computational cost for the irregular wave generation is already lower.

For operational purposes however, the best and worst choices rely in the hybrid methods. Using the AWA for wave generation and the RM for wave absorption delivers high quality wave absorption with very low computational costs. On the contrary, selecting AWA for wave absorption and RM for wave generation delivers lower absorption rates with high computational costs.

4 REFERENCES

- Peter Frigaard and Michael Brorsen. A time-domain method for separating incident and reflected irregular waves. *Coastal Engineering*, 24(34):205 – 215, 1995.
- H. Bihs. REEF3D : Open source CFD. www.reef3d.com, 2013.
- S. Mayer, A. Garapon, and L. S. Sørensen. A fractional step method for unsteady free surface flow with applications to non-linear wave dynamics. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 28:293–315, 1998.
- N. G. Jacobsen, D. R. Fuhrman, and J. Fredsøe. A wave generation toolbox for the open-source CFD library: OpenFOAM. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 70(9):1073–1088, 2012.
- P. Higuera, L. J. Lara, and I. J. Losada. Realistic wave generation and active wave absorption for Navier-Stokes models application to OpenFOAM. *Coastal Engineering*, 71:102–118, 2013.
- D. C. Wilcox. *Turbulence modeling for CFD*. DCW Industries Inc., La Canada, California., 1994.
- A. Chorin. Numerical solution of the Navier-Stokes equations. *Mathematics of Computation*, 22:745–762, 1968.
- H. van der Vorst. BiCGStab: A fast and smoothly converging variant of Bi-CG for the solution of nonsymmetric linear systems. *SIAM Journal on Scientific and Statistical Computing*, 13:631–644, 1992.
- G. S. Jiang and C. W. Shu. Efficient implementation of weighted ENO schemes. *Journal of Computational Physics*, 126:202–228, 1996.
- C. W. Shu and S. Osher. Efficient implementation of essentially non-oscillatory shock capturing schemes. *Journal of Computational Physics*, 77:439–471, 1988.
- S. Osher and J. A. Sethian. Fronts propagating with curvature- dependent speed: algorithms based on Hamilton-Jacobi formulations. *Journal of Computational Physics*, 79:12–49, 1988.
- A. P. Engsig-Karup. Unstructured nodal DG-FEM solution of high-orderboussinesq-type equations. PhD thesis, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark, 2006.
- Yoshimi Goda and Yasumasa Suzuki. Estimation of Incident and Reflected Waves in Random Wave Experiments. volume 1, pages 828–845, 1976.
- E P D Mansard and E R Funke. The Measurement of Incident and Reflected Spectra Using a Least Squares Method. Pages 154–172, 1980.
- J.A. Zelt and James E. Skjelbreia. Estimating incident and reflected wave fields using an arbitrary number of wave gauges. In *Proc., International Conference on Coastal Engineering*, 1992.
- John Gronbech, Thomas Jensen, and Henning Andersen. Reflection analysis with separation of cross modes. volume 1, pages 968 – 980, Orlando, FL, USA, 1997.

“MODELING OF THE 1908 MESSINA STRAITS TSUNAMI BASED ON A DOUBLE SOURCE: FAULT AND SUBMARINE MASS FAILURE”

M. Donatella Gangemi¹, Stephan Grilli², Giuseppe Barbaro³, Michael Shelby⁴, David Tappin⁵, Giandomenico Foti⁶, Alessandro Richichi⁷

(1) Department of Civil Engineering, Energy, Environment and Materials, Mediterranean University of Reggio Calabria; (2) Department of Ocean Engineering, University of Rhode Island, RI, USA; (3) Department of Civil Engineering, Energy, Environment and Materials, Mediterranean University of Reggio Calabria; (4) Department of Ocean Engineering, University of Rhode Island, RI, USA; (5) British Geological Survey, Keyworth, Nottingham, UK; (6) Department of Civil Engineering, Energy, Environment and Materials, Mediterranean University of Reggio Calabria; (7) Department of Civil Engineering, Energy, Environment and Materials, Mediterranean University of Reggio Calabria.

KEY POINTS

- *Modeling of the 1908 Messina Straits tsunami to re-evaluate the hypothesis of a dual source, co-seismic and a landslide suggested by many authors.*
- *The fully nonlinear and dispersive long wave model FUNWAVE-TVD is used to simulate tsunami propagation. For landslide tsunami generation, is used the three-dimensional non-hydrostatic model NHWAVE.*
- *Simulations results will be compared to all the available observations of coastal inundation runoff.*

1. INTRODUCTION

Many potential sources, co-seismic, underwater landslides, or a combination of those, have been proposed and simulated in numerical models to explain the catastrophic tsunami that followed the 1908 earthquake in Messina, destroying large coastal areas in Calabria and Sicily, in southern Italy. However, there are still significant discrepancies between the proposed mechanisms of tsunami generation and the observations of coastal impact made in the weeks and months following the event, and hence no real consensus yet on the actual sources for the tsunami. Another factor for this situation has been the idealizations made in many numerical models of tsunami generation, particularly from underwater landslides. The objective of the present work is to perform numerical simulations with state-of-the-art tsunami generation and propagation models, using the best possible bathymetric and topographic data, to re-evaluate the hypothesis of a dual source, co-seismic and a landslide (itself triggered by the earthquake, possibly with some delay), suggested by many. Such a source would have generated two sets of tsunami waves, impacting the coast at different locations and time, as is supported by many observations.

2. METHODS

According to various authors who have studied the surface deformation on the two river banks of the Messina Straits, the fault responsible for the 1908 tsunami is located in the middle of the Straits and is not directly visible from the surface. From the geometry of one of the faults proposed in the literature, the vertical component of the co-seismic displacement was calculated with Okada's (1985) method and used to initialize tsunami propagation from the earthquake. At the same time, by using historical information collected by researchers at the time, and in particular the tsunami arrival time on the coast, it is possible, by a process of backward tracing of the tsunami waves, to identify the likeliest location of additional sources required to explain the tsunami coastal impact, which have been associated in the literature with underwater landslides; the inverse ray tracing will also allow inferring some parameters of the slides.

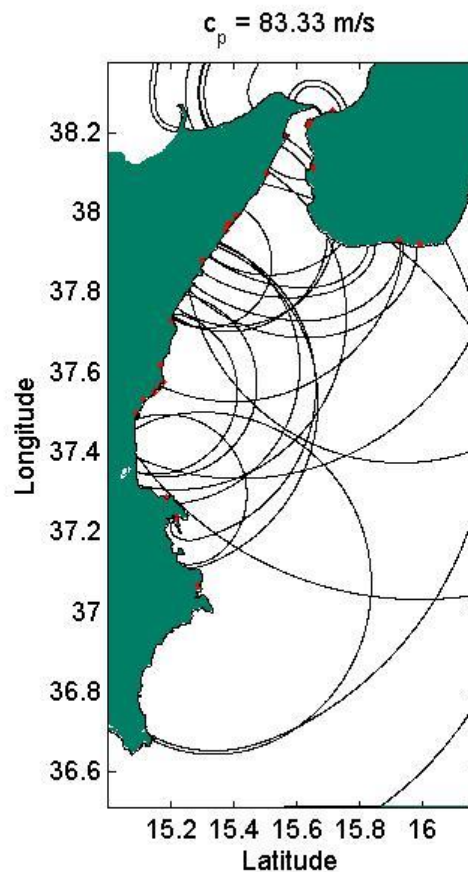


Figure 1. Backward tracing of the tsunami waves.

Because the generated wave trains are comprised of both longer and shorter waves, the latter associated with landslides, the fully nonlinear and dispersive long wave model FUNWAVE-TVD (Shi *et al.*, 2012; Kirby *et al.*, 2013; Grilli *et al.*, 2015) is used to simulate tsunami propagation, in a series of nested grids of increasingly fine resolution (by one-way coupling; both Cartesian and spherical coordinate grids are used). TVD refers to the “Total Variation Diminishing” shock-capturing algorithm that is used to more accurately simulate breaking waves and the associated dissipation and coastal inundation. For landslide tsunami generation, we use the three-dimensional (sigma-coordinate) non-hydrostatic model NHWAVE (Ma *et al.*, 2012), which solves the incompressible Navier-Stokes equations in conservative form. For rigid slides or slumps, the geometry together with semi-empirical laws of motions are specified as bottom boundary conditions in NHWAVE. However, in more recent developments, the model has been extended to simulating deforming slides, either as a varying density debris flow, a granular flow, or as a heavy fluid layer (Ma *et al.*, 2013, 2015).

Results of these new simulations will be systematically compared to all the available observations of coastal inundation, runup, and arrival time, and source parameters will be iteratively revised within the acceptable geological and geophysical uncertainty, in order to best match these observations.

REFERENCES

- Shi F., Kirby J.T., Harris J.C., Geiman J.D., Grilli S.T. A high-order adaptive time-stepping TVD solver for Boussinesq modeling of breaking waves and coastal inundation. *Ocean Modelling* 43-44 pp. 36–51 (2012).
- Kirby J. T., Shi F., Tehranirad B., Harris J.C., Grilli S.T. Dispersive tsunami waves in the ocean: Model equations and sensitivity to dispersion and Coriolis effects. *Ocean Modelling* 62 pp. 39–55 (2013).
- Grilli S.T., O'Reilly C., Harris J. C., Tayebbeh Tajalli Bakhsh, Babak Tehranirad, Saeideh Banihashemi, James T. Kirby, Christopher D. P. Baxter, Tamara Eggeling, Gangfeng Ma, Fengyan Shi. Modeling of SMF tsunami hazard along the upper US East Coast: detailed impact around Ocean City, MD. *Nat Hazards* 76:705–746 (2015).
- Chen, Q. Fully nonlinear Boussinesq-type equations for waves and currents over porous beds. *Journal of Engineering Mechanics*. 132 (2): 220-230 (2006).

- Kennedy, A. B., Kirby, J. T., Chen, Q. and Dalrymple, R. A. Boussinesq-type equations with improved nonlinear performance. *Wave Motion*, 33, pp. 225-243 (2001).
- Stéphan T. Grilli, M.ASCE and Philip Watts. Tsunami Generation by Submarine Mass Failure. I: Modeling, Experimental Validation, and Sensitivity Analyses. *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.* 131:283-297 (2005).
- Gangfeng Ma, Fengyan Shi, James T. Kirby. Shock-capturing non-hydrostatic model for fully dispersive surface wave processes. *Ocean Modelling* 43-44 pp. 22-35 (2012).
- Okada Y. Surface deformation due to shear and tensile faults in a half-space, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 75:4, 1135-1154, 1985.
- Baratta M. La catastrofe sismica Calabro-Messinese (28 Dicembre 1908), 496 pp. Soc. Geogr. Ital. Roma (1910).
- Platania G. Il maremoto dello Stretto di Messina del 28 Dicembre 1908, *Boll Soc. Sismol. It.*, 13, 369-458 (1909).
- Loperfido, A. Livellazione geometrica di precisione eseguita dall'Istituto Geografico Militare della costa orientale della Sicilia, da Messina a Catania, a Gesso ed a Faro Peloro e sulla costa occidentale della Calabria da Gioia Tauro a Melito di Porto Salvo, per incarico del Ministro dell'Agricoltura, Industria e Commercio, Rel. Comm. R., Roma, 131-169 (1909).
- Billi A., Funicello R., Minelli L., Faccenna C., Neri G., Orecchio B., Presti D. On the Cause of the 1908 Messina tsunamis, southern Italy. *Geophysical Research Letters*, Vol. 35. (2008).
- Valensise G., Basili R., Burraro P. La sorgente del terremoto del 1908 nel quadro sismotettonico dello Stretto di Messina. Da "Il terremoto e il maremoto del 28 Dicembre 1908: analisi sismologica, impatto, prospettive. (Bertolaso G., Boschi E., Guidoboni E., Valensise G.) DPC-INGV, Roma-Bologna. pp. 161-182 (2008).
- Favalli, M., Boschi E., Mazzarini F. & Pareschi M.T. Seismic and landslide source of the 1908 Straits of Messina tsunamis (Sicily, Italy). *Geophysical Research Letters*, Vol. 36. (2009).

A 2D NON-HYDROSTATIC FINITE VOLUME SHALLOW WATERS SOLVER OVER UNSTRUCTURED GRIDS FOR LONG WAVES/TSUNAMIS SIMULATIONS

Antonino Dario Maltese, Filippo Costa & Costanza Aricò¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali, Università di Palermo, Viale delle Scienze, 90128, Palermo, email costanza.arico@unipa.it

KEY POINTS

- We propose a depth-integrated shallow waters solver with non-hydrostatic pressure distribution for long waves/tsunamis simulations
- The model is shock capturing and preserves a moving water at equilibrium condition
- Comparison with measured data

1 INTRODUCTION

Great effort has been addressed by several authors to simulate propagation of long waves, e.g., tsunamis, tides or surges, due to inundations of residential areas, tremendous damages and losses of human lives.

Several physical processes affect water waves propagation from deep to shallow waters. Surface gravity waves, especially over deep to intermediate waters, are dispersive in nature (waves with different frequencies travel at different speeds). Shallow waters waves are flux-dominated and rapid transition hydraulic processes (e.g. shoaling, breaking and run-up) are involved.

Tsunamis are sea waves, usually generated by undersea earthquakes or landslides. They can be regarded as long/solitary waves with small amplitude and long wavelength, travelling with high speed over long distances. Approaching the coast, their amplitude increases, becoming potentially destructive. The propagation of tsunami in coastal regions can be studied by investigating the shoaling and breaking of solitary waves on a sloping bottom (Goring, 1979). The surge front of a tsunami over dry plains becomes a shock wave, with discontinuous flow depth and velocity (Chanson, 2006).

We present a numerical tool for simulation of long waves, focusing our interest in the propagation and transformation in the shallow waters region. We propose a depth-integrated, non-hydrostatic NonLinear Shallow Waters Equations (NLSWEs) Finite Volume solver. We get the dispersive properties by incorporating the non-hydrostatic pressure component in the governing equations (Casulli & Walters, 1998).

2 THE GOVERNING EQUATIONS AND THE NUMERICAL PROCEDURE

We derive the governing equations from the incompressible continuity and Reynolds equations in the Cartesian coordinate system (x, y, z) . $z_b(x, y, t)$ and $H(x, y, t)$ are respectively the bottom surface and the free surface. We obtain the depth-integrated NLSWEs integrating the continuity and the Reynolds equations over the water depth h , from $z = z_b$ to $z = H$ ($h = H - z_b$) (e.g., Walters, 2005; Wei & Jia, 2014 and cited references). We assume fixed bed condition, i.e., $\partial z_b / \partial t = 0 \Rightarrow \partial h / \partial t = \partial H / \partial t$. The continuity equation reads:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(Uh)}{\partial x} + \frac{\partial(Vh)}{\partial y} = 0 \quad (1).$$

We call q the dynamic pressure divided by the ρ density of the water. Assuming a linear variation of q , from value 0 at $z = H$ to value q_b at $z = z_b$, the non-hydrostatic depth integrated momentum equations are obtained (e.g., Walters, 2005; Wei & Jia, 2014; Lu et al., 2015):

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial(Uh)}{\partial t} + \frac{\partial(U^2h)}{\partial x} + \frac{\partial(UVh)}{\partial y} &= -gh \frac{\partial h}{\partial x} - gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{1}{2} \frac{\partial(q_b h)}{\partial x} - q_b \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{gn^2(Uh)\sqrt{(Uh)^2 + (Vh)^2}}{h^{7/3}} \\
 \frac{\partial(Vh)}{\partial t} + \frac{\partial(UVh)}{\partial x} + \frac{\partial(V^2h)}{\partial y} &= -gh \frac{\partial h}{\partial y} - gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{1}{2} \frac{\partial(q_b h)}{\partial y} - q_b \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{gn^2(Vh)\sqrt{(Uh)^2 + (Vh)^2}}{h^{7/3}} \\
 \frac{\partial(Wh)}{\partial t} &= q_b
 \end{aligned} \tag{2}$$

In Eqs. (1)-(2), t is time, U , V and W are the depth-integrated velocity components in x , y and z directions, Uh , Vh and Wh are the specific flow rate components (i.e. flow rate components per unitary width), in x , y and z directions and n is the Manning bed roughness coefficient.

Following (Walters, 2005, Wei & Jia, 2014, Lu et al., 2015), we assume a linear variation of the vertical velocity W . The assumptions concerning the vertical distribution of the dynamic pressure and the vertical velocity component needs further investigations, but behind the purpose of the present work. The governing non-hydrostatic NLSWEs (1)-(2) are a system of Partial Differential Equations (PDEs) in the unknowns h , Uh , Vh , Wh and q_b . Aricò et al. (2016) investigate the shock-capturing capabilities of the proposed model. They write the governing PDEs as a new hyperbolic system of balance laws. Handling the integral formulation of this new set of equations, Aricò et al. (2016) get the Rankine-Hugoniot conditions, obtained assuming conservation of the mass and equilibrium of the forces acting on the fluid inside the control volume. Finally, Aricò et al. (2016) derive the weak form of the governing equations, whose solution gives a shock speed equal to the one obtained by the Rankine-Hugoniot conditions. Aricò et al. (2016) relate the shock capturing capability of the proposed scheme to this fundamental feature.

The governing equations (1)-(2) are solved applying a fractional time step procedure in the general framework of the pressure projection methods (Cui et al., 2012). The hydrostatic problem is solved applying a predictor-corrector scheme. Globally, a three-steps procedure is used, where the first two steps represent the "hydrostatic" problem.

In the hydrostatic problem, continuity and horizontal momentum equations are simultaneously solved by a procedure previously applied for the solution of the hydrostatic NLSWEs (e.g., Aricò et al. 2007; Aricò et al., 2013). The dynamic pressure terms are neglected in the horizontal momentum equations, while the vertical momentum equation becomes trivial. In the third non-hydrostatic step, the dynamic components of the horizontal and vertical momentum equations are merged in the divergence-free continuity equation integrated over a computational cell. The resulting equations system is implicitly solved in the q_b unknown. Specific flow rate components are updated accordingly, with the dynamic terms.

Spatial domain is discretized by unstructured Generalized Delaunay triangular meshes (Aricò et al., 2011). In both the hydrostatic and dynamic steps, we use a cell-centred formulation, where the computational cell is the triangle of the mesh. We refer the reader to (Aricò et al., 2007, 2013, 2016) for the numerical details of the proposed numerical procedure. A predictor-corrector procedure is applied for the solution of the hydrostatic problem. The predictor hydrostatic step operates a sequential solution of the computational cells. The solution of the hydrostatic corrector step and of the non-hydrostatic problem involves the solution of sparse and well-conditioned linear systems. Wet/dry problems are implicitly embedded in the numerical procedure, without any additional equation to solve at wet/dry interfaces (see Aricò et al., 2016, 2013, 2011, 2007). Aricò et al. (2016) prove that the model preserves local and global mass balance and a general steady state condition with moving water at equilibrium.

3 NUMERICAL APPLICATIONS

Test 1. A solitary wave with ratio $a_w/h_0 = 0.3$ (a_w is the wave height and h_0 the initial water level, with $h_0 = 1$ m), travels, breaks and runs up on a sloping beach. We compare the results of the present model with the measures provided by Synolakis (1967). The channel consists in a first horizontal stretch, followed by a beach with slope 1:19.85. Results are shown in figure 1, η is the water level measured from h_0 .

Test 2. This benchmark concerns a laboratory scale model of the real 1993 Hokkaido Nansei-Oki Tsunami event. *Matsuyama & Tanaka* (2001) realized a 1:400 scale model of the zone around the Monai Valley. Field observations during the real event refer to an initial leading depression wave and the *N*-wave is often used in laboratory simulations of tsunami inundations with initial leading depression. The bathymetry of the physical model, the incoming *N*-wave and the measured water levels at three gauges are available at the NOAA web site (in the references). In figure 1,b we compare the measured vs the computed water levels at the measure gauges. Figure 1,c shows the snapshot of the free surfaces at different simulation times.

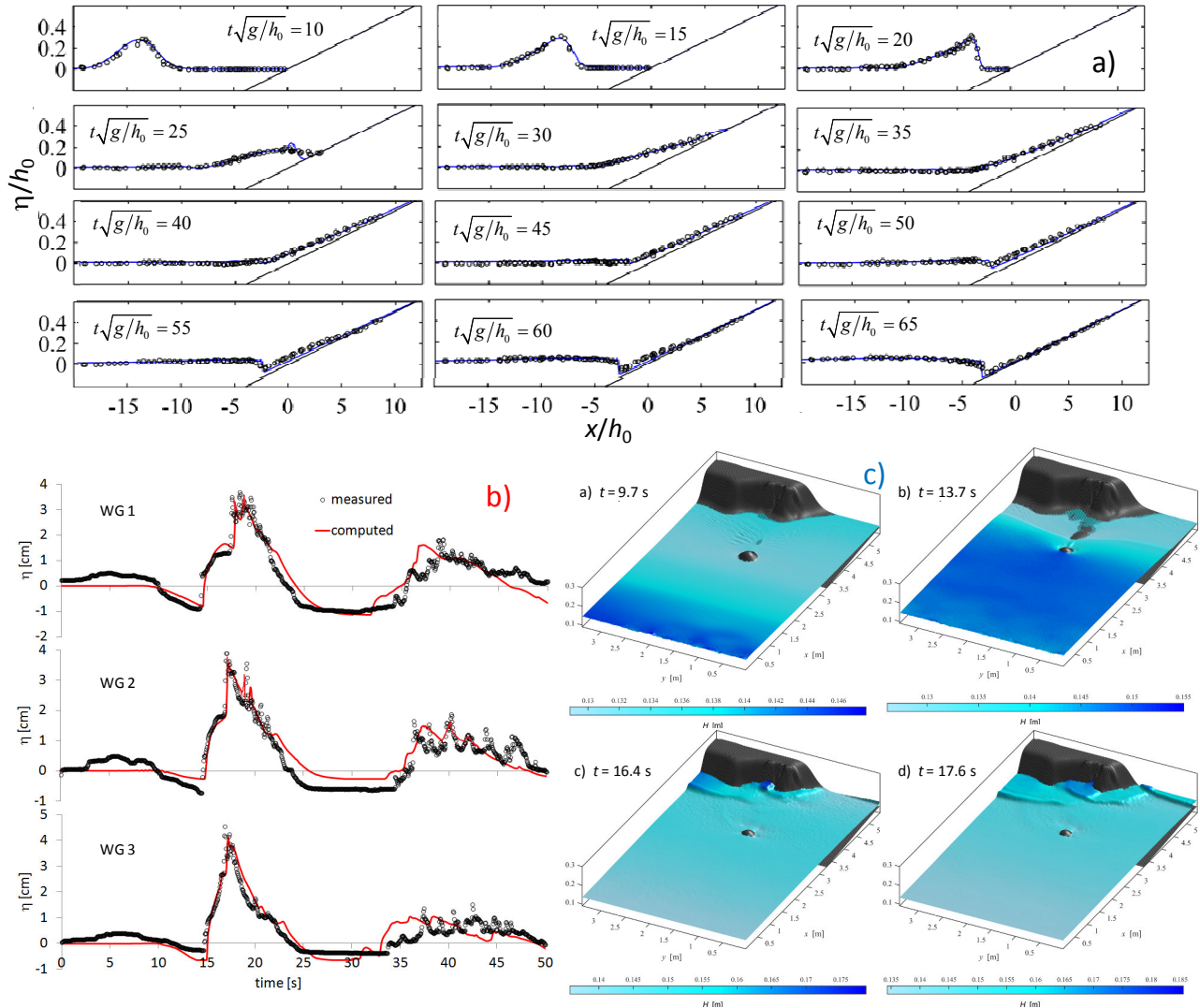


Figura 1. a) Test 1. Computed vs measured data. b) Test 2. Computed vs measured data. c) Test 2. Water level snapshots at different simulation times

Test 3. We present the application of the present model to a new set of experimental data collected in the lab flume of the Hydraulics Laboratory of the DICAM Department of the University of Palermo (see figure 2,a). This is a horizontal flume, 40 m long, 2 m wide and 1.9 m deep. A wave maker is located at one side of the flume and a passive wave absorber with parabolic shape and perforated surface is located on the opposite side. The bottom of the flume is made of smooth concrete. The lateral walls are made of smooth concrete, in the first 16 metres (measured from the wave maker) and are made of glass, in the remaining part. A submerged wooden barrier is located in the middle of the flume (see figures 2,a-2,b). The barrier is 0.6 m high, 3.2 m long and 2 m wide (in figure 2,c the geometrical details). The slope of the barrier is 0.6/0.7 at both upstream and downstream sides. Three sets of solitary waves runs have been carried out, changing the value of the initial Still Water Level (SWL). For each SWL value, several wave amplitudes have been

considered. Water levels have been measured at 12 gauges (figure 2,c). In figure 2,d we compare the measured data and the model results at gauges G1, G2, G6, G7, G8 G12.

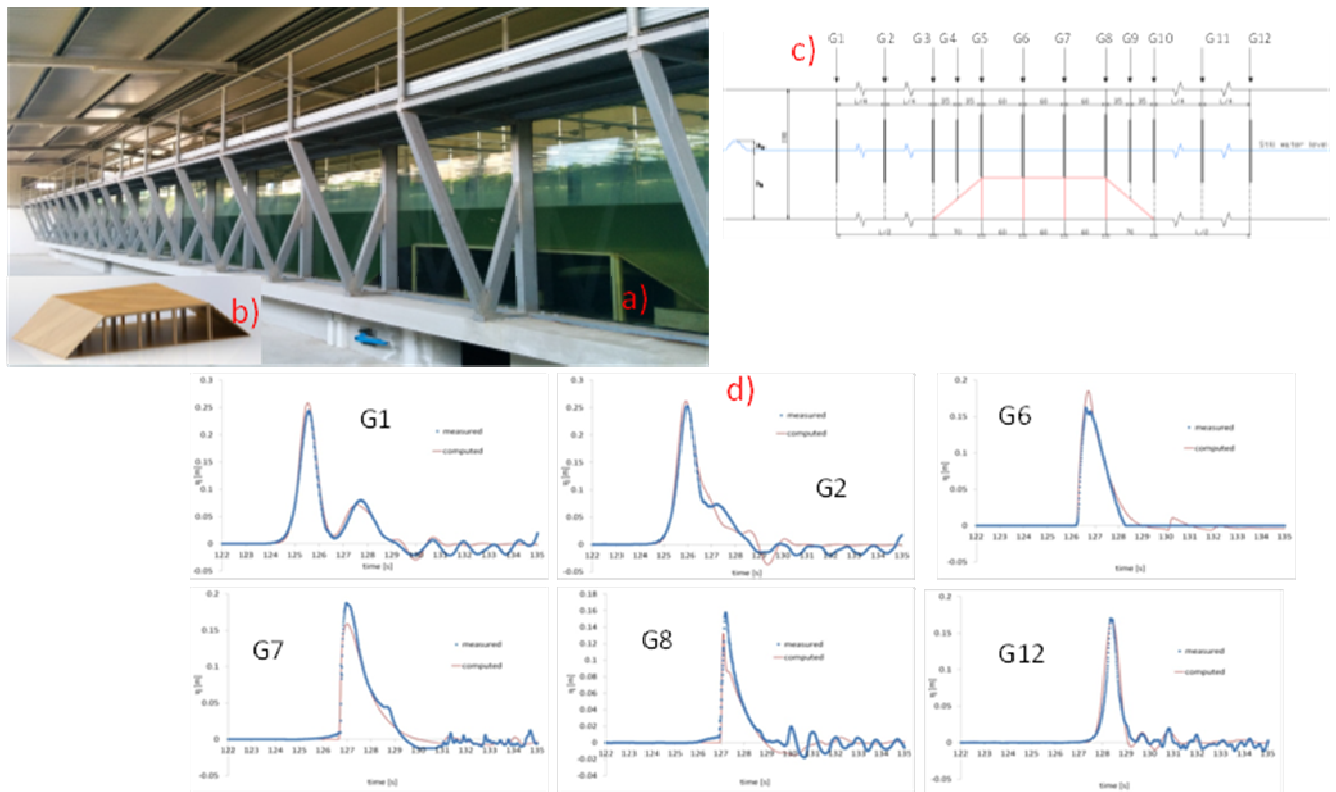


Figura 2. Test 3. a) The lab flume of the Hydraulics Laboratory (DICAM department). b) The wooden barrier. c) Geometry of the barrier. d) Measured data (blue dot line) vs model results (red line) at different gauges ($h_0 = 0.62$ m, $a_w = 0.25$ m)

REFERENCES

- Aricò, C., Nasello, C. & Tucciarelli, T., 2007. A Marching in space and time (MAST) solver of the shallow water equations. Part II: The 2D case, *Adv. Wat. Res.*, 30, 1253-1271.
- Aricò, C., Sinagra, M., Begnudelli, L. & Tucciarelli, T., 2011. MAST-2D diffusive model for flood prediction on domains with triangular Delaunay unstructured meshes, *Adv. Wat. Res.*, 34, 1427-1449.
- Aricò, C., Sinagra, M. & Tucciarelli, T., 2013. MAST solution of “anisotropic” flow problems: application to the shallow water equations, *Adv. Wat. Res.*, 62, 13-36.
- Aricò et al., 2016. A 2D non-hydrostatic shallow water solver over unstructured grids for long waves simulations. Submitted to *J. Comp. Phys.*
- Casulli, V. & Stelling, G.S., 1998. Numerical simulation of 3D quasi-hydrostatic, free-surface flows. *ASCE J. Hydraul. Eng.* 124, 678-686.
- Chanson, H., 2006. Tsunami surges on dry coastal plains: application of a dam break wave equation. *Coast. Eng. Journal*, 48(4), 355-370.
- Cui, H., Pietrzak, J.D. & Stelling, G.S., 2012. Improved efficiency of a non-hydrostatic, unstructured grid, finite volume model. *Ocean Modelling*, 54-55, 55-67.
- Goring, D.G., 1979. Tsunamis - The propagation of long waves onto a shelf. Ph.D. Thesis, California Institute of Technology Pasadena, California.
- Lu, X., Dong, B., Mao, B. & Zhang, X. 2015. A two dimensional depth-integrated non-hydrostatic numerical model for nearshore wave propagation. *Ocean Modelling*, 96, 187-202.
- Matsuyama M. & Tanaka H., 2001. An experimental study of the highest run-up height in the 1993 Hokkaido Nansei-Oki earthquake tsunami. *Proceedings of the International Tsunami Symposium 2001, Session 7, Seattle, WA, 7-10 August 2001*; 879-889
- NOAA Center for Tsunami Research <http://nctr.pmel.noaa.gov/benchmark/Laboratory/MonaiValley/index.html>
- Synolakis, C.E., 1987. The run up of solitary waves. *J. Fluid Mech.* 185, 523-545.
- Walters, R.A., 2005. A semi-implicit finite element model for non-hydrostatic (dispersive) surface waves. *Int. J. Num. Meth. Fluids* 49, 721-737.
- Wei, Z. & Jia, Y., 2014. Simulation of nearshore wave processes by a depth-integrated non-hydrostatic finite element model. *Coast. Eng.*, 83, 93-107.

MODELLAZIONE FISICA 3D DI ONDE DI MAREMOTO GENERATE DA FRANE SOMMERSE ATTORNO ALLE COSTE DI UN'ISOLA CONICA: IL RUOLO DELL'ACCELERAZIONE INIZIALE

*Alessandro Romano*¹, *Marcello Di Risio*², *Matteo G. Molfetta*³, *Giorgio Bellotti*⁴, *Davide Pasquali*², *Claudia Cecioni*⁴, *Paolo Sammarco*⁵, *Leonardo Damiani*³ & *Paolo De Girolamo*¹

(1) Sapienza Università di Roma, DICEA, Via Eudossiana, 18, 00184 Roma, Italy; (2) Università dell'Aquila, DICEAA, Laboratorio di Idraulica Ambientale e Marittima LIAM, P.le Pontieri, 1, 67040 Monteluco di Roio, L'Aquila, Italy; (3) Politecnico di Bari, DICATECh, Via E. Orabona, 4, Bari, 70125, Italy; (4) Università di Roma Tre, Dip. di Ingegneria, Via Vito Volterra, 62, 00146 Roma, Italy; (5) Università di Roma Tor Vergata, DICII, Via del Politecnico, 1, 00133 – Roma, Italy

ASPETTI CHIAVE

- Nei processi di generazione delle onde di maremoto innescate da frane sommerse l'accelerazione iniziale della frana gioca un ruolo cruciale.
- Si presenta una nuova campagna sperimentale dedicata alla valutazione dell'influenza dell'accelerazione iniziale delle frane sommerse sulla generazione di onde di maremoto attorno ad un'isola conica.
- L'innovativo sistema di movimentazione della frana, congiuntamente all'utilizzo di un sistema di misura ad alta risoluzione spaziale, hanno consentito l'analisi di sensibilità sull'influenza dell'accelerazione iniziale.

1 INTRODUZIONE

In questa memoria viene proposta la descrizione di una nuova serie di esperimenti tridimensionali (3D) dedicata allo studio dei meccanismi di generazione e propagazione delle onde di maremoto generate da frane sommerse attorno alle coste di un'isola di forma conica. L'apparato sperimentale utilizzato, che mira a fornire una rappresentazione modellistica in scala 1:1000 (in similitudine di Froude) dell'isola di Stromboli (Mar Tirreno meridionale, Italia), risulta essere identico a quello impiegato nell'ambito di precedenti ricerche dedicate allo studio delle onde di maremoto prodotte da frane subaeree (si vedano ad esempio i lavori di *Di Risio et al.*, 2009b e di *Romano et al.*, 2016).

Nel recente passato sono stati condotti numerosi studi, principalmente di natura sperimentale, ma anche analitici e numerici, volti ad investigare la meccanica di generazione e propagazione delle onde di maremoto generate da frane subaeree attorno ad un'isola avente la linea di costa di forma circolare. Nel lavoro di *Di Risio et al.* (2009b) vengono proposti i primi risultati sperimentali riguardanti le serie temporali di risalita (*run-up*) delle onde di maremoto lungo le pendici dell'isola. Successivamente *Romano et al.* (2013), utilizzando lo stesso apparato sperimentale descritto da *Di Risio et al.* (2009b) ed impiegando un sistema di acquisizione caratterizzato da una elevatissima frequenza spaziale delle misure descritto da *Romano et al.* (2016), hanno applicato l'analisi k-f (*wavenumber-frequency analysis*) alle serie temporali di run-up osservando sperimentalmente la presenza di onde di bordo (0th-order Stokes edge waves) che risultano essere dominanti nei meccanismi di propagazione lungo costa delle onde di maremoto. E' tuttavia importante ribadire che le ricerche passate, precedentemente menzionate, hanno riguardato esclusivamente lo studio di onde impulsive generate da frane subaeree, soggette alla sola forza di gravità, e non da frane sommerse.

Lo studio delle onde di maremoto generate da quest'ultima categoria di eventi franosi non è risultato possibile nell'ambito delle campagne sperimentali descritte in precedenza a causa della ridotta entità delle onde generate. Tale aspetto risulta ben documentato dalla letteratura scientifica di settore. E' infatti notorio che di norma le frane sommerse generano onde di minor entità, sia in termini di risalita ondosa lungo le pendici della costa che in termini di onde irradiate in campo lontano, se paragonate con quelle che, in analoghe condizioni (es. forma e volume della frana, pendenza della costa, ecc.), risultano generate da frane subaeree (si veda ad esempio il diagramma di Figura 2). Tuttavia risulta altrettanto ben riconosciuto in letteratura il ruolo cruciale che l'accelerazione iniziale della frana, che di fatto è espressione dei meccanismi di innesco della frana stessa (es. terremoto), assume nei processi di generazione delle onde di maremoto.

In questa memoria viene presentata una nuova campagna sperimentale dedicata alla valutazione dell'influenza dell'accelerazione iniziale delle frane sommerse nei processi di generazione e propagazione attorno alle coste di un'isola conica delle onde di maremoto generate da tali eventi franosi. Con lo scopo di

controllare sperimentalmente il valore dell'accelerazione iniziale delle frane si è fatto uso di un innovativo sistema di spostamento del corpo frana che consiste nell'impiego di un motore elettrico che permette di movimentare, imprimendo una predeterminata legge di spostamento, il corpo frana stesso. Inoltre, al fine di caratterizzare quantitativamente le caratteristiche delle onde di maremoto generate (sia nelle aree prossime all'area di generazione che lungo le coste dell'isola ed in campo lontano) si è impiegato il sistema di acquisizione precedentemente utilizzato da *Romano et al.* (2016). Nel paragrafo seguente viene fornita una breve descrizione dell'apparato sperimentale utilizzato.

2 DESCRIZIONE DELL'APPARATO SPERIMENTALE

La campagna sperimentale si è svolta presso il laboratorio per la ricerca e sperimentazione per la difesa delle coste (LIC) del Politecnico di Bari. Gli esperimenti sono stati condotti nella grande vasca per modelli *off-shore* (lunghezza 30.0 m, larghezza 50.0 m e profondità 3.0 m). Il modello fisico consiste in un'isola di forma tronco conica, avente raggio di base pari a 4.5 m e altezza pari a 1.20 m, posizionata al centro della vasca modelli. La pendenza dei paramenti dell'isola è stata mantenuta costante e pari a $1/3$, in maniera tale da riprodurre le pendenze tipiche delle isole di natura vulcanica (e.s. Isola di Stromboli, Mar Tirreno, Italia, *Tinti et al.*, 2005), mentre per quel che concerne il corpo frana impiegato è opportuno precisare che si tratta di un corpo dotato di elevata rigidità e completamente impermeabile avente una forma semi ellissoidica e una massa pari a 15.40 kg (si noti che tale corpo è lo stesso descritto nei lavori di *Di Risio et al.*, 2009b e *Romano et al.*, 2013). Il tirante idrico utilizzato per la realizzazione degli esperimenti è stato fissato pari a 0.80 m.

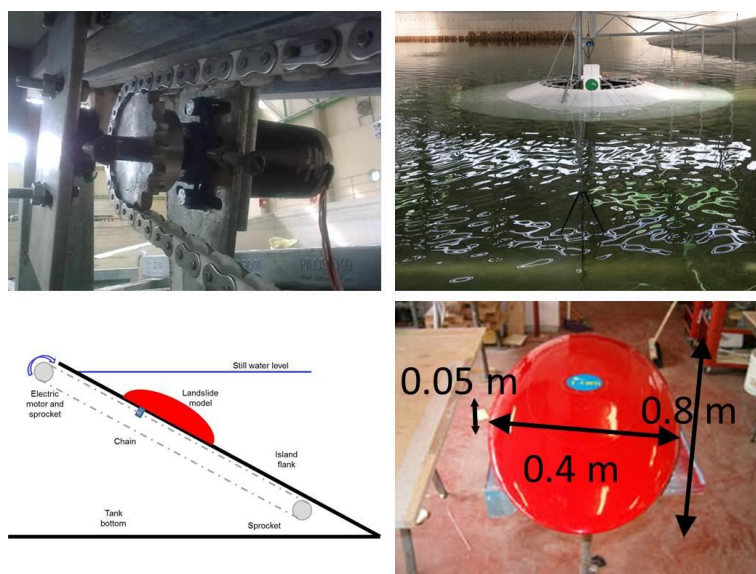


Figura 1. Foto dell'isola conica (pannello in alto a destra), foto del motore elettrico e della ruota dentata (pannello in alto a sinistra), foto del modello di frana (immagine in basso a destra) e schema del Sistema di controllo e movimentazione del corpo frana (pannello in basso a sinistra).

Come precedentemente anticipato, lo scopo della campagna sperimentale ha riguardato la misura delle onde generate dalla frana sommersa effettuando uno studio parametrico variando l'accelerazione iniziale della frana stessa. Al fine di movimentare la frana, imprimendo pertanto la legge di spostamento desiderata al corpo frana, è stato impiegato un innovativo sistema composto da un motore elettrico avente la finalità di azionare la ruota dentata necessaria per trasmettere il movimento ad una catena, opportunamente fissata ad una trave a T saldata alla base del corpo frana (si veda la Figura 1). L'intero sistema è stato posizionato direttamente al di sotto del paramento di PVC dell'isola che funge da scivolo per il corpo frana stesso; pertanto il modello di frana risulta vincolato alla superficie dell'isola ed è in grado di scivolare in direzione parallela alle sue pendici. Le leggi di spostamento del modello di frana, utilizzate durante gli esperimenti, sono state ottenute seguendo il lavoro di *Pelinovski & Poplavski* (1995), nel quale viene presentata la

risoluzione analitica delle equazioni di bilancio delle forze agenti su di un oggetto sommerso in movimento. Si noti che tali relazioni consentono inoltre di calcolare i valori dell'accelerazione iniziale a_0 e della cosiddetta velocità terminale u_t del corpo nel caso in cui la frana è soggetta alla sola forza di gravità. Nel presente studio, l'accelerazione iniziale a_0 è stata variata parametricamente, con l'obiettivo di descrivere diversi meccanismi di innesco di instabilità geotecnica e, conseguentemente, con il fine di valutarne l'influenza sulle onde generate.

Per la misura dei livelli attorno alle coste dell'isola è stato impiegato un numero molto elevato di strumenti di misura (comprendente sia sonde di livello di tipo resistivo, che sensori acustici e sonde di run-up). Alcuni di questi strumenti (ad esempio le sonde di run-up) sono state mantenute in una posizione fissa, mentre alcuni strumenti (ad esempio le sonde di livello di tipo resistivo ed i sensori acustici) sono stati posizionati su di un braccio di acciaio avente la capacità di ruotare attorno all'isola con centro di rotazione posizionato nel centro dell'isola stessa. Come mostrato nel lavoro di *Romano et al.* (2016), nel quale è stata impiegata una frana subaerea, è interessante notare che ogni esperimento risulta di fatto composto da ripetizioni identiche dello stesso evento franoso. In ciascuna ripetizione tuttavia la posizione del braccio meccanico risulta diversa (i.e. il braccio viene ruotato di 5° dopo ogni esperimento). Pertanto, il risultato della campagna sperimentale è l'osservazione del campo d'onda generato dalla frana sommersa nell'area prossima alla generazione.

Gli esperimenti hanno confermato il ruolo cruciale svolto dall'accelerazione iniziale del corpo frana nei meccanismi di generazione delle onde di maremoto, mostrando una sostanziale differenza rispetto al caso di onde generate da frana innescata dalla sola forza di gravità. L'analisi dettagliata del campo d'onda attorno alle coste dell'isola e la discussione della fisica di generazione delle onde di maremoto verranno presentate durante la Conferenza.

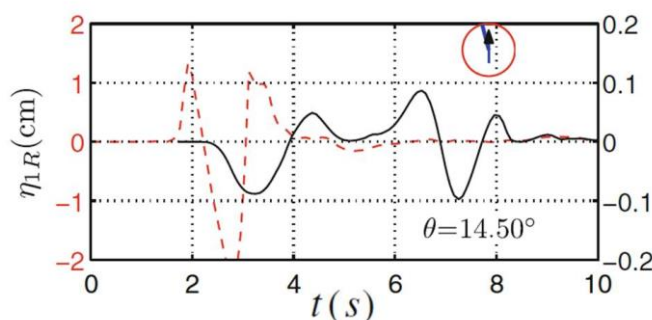


Figura 2. Confronto tra le serie temporali di run-up utilizzando una frana subaerea e una frana sommersa. Si noti che nel grafico sono stati impiegati due diversi assi delle ordinate: l'asse di sinistra si riferisce alla frana subaerea (in rosso) mentre l'asse di destra fa riferimento alla frana sommersa (in nero). Nota: Questo grafico è riportato nel lavoro di *Montagna et al.* (2010) Fig. 14.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Di Risio M., De Girolamo P., Bellotti G., Panizzo A., Aristodemo F., Molfetta M.-G., Petrillo A.-F., (2009b). Landslide-generated tsunamis runup at the coast of a conical Island: new physical model experiments. *J. Geophys. Res.*, 2009b
- Montagna F., Bellotti G. & Di Risio M., 3D numerical modeling of landslide-generated tsunamis around a conical island. *Natural hazards*, 2010
- Pelinovsky E. & Poplavsky A., Simplified model of tsunami generation by submarine landslides. *Physics and Chemistry of The Earth*, 1996
- Romano A., Bellotti G. & Di Risio M., Wavenumber-frequency analysis of the landslide-generated tsunamis at a conical island. *Coastal Engineering*, 2013
- Romano A., Di Risio, Bellotti G., Molfetta M.-G., Damiani L. & De Girolamo P., Tsunamis generated by landslides at the coast of conical islands: experimental benchmark dataset for mathematical model validation, Accepted for publication on *Landslides*, 2016
- Tinti S., Manucci A., Pagnoni G., Armigliato A., Zaniboni F., The 30 December 2002 landslide-induced tsunamis in Stromboli: sequence of the events reconstructed from the eyewitness accounts. *Natural Hazards and Earth System Science* 5(6):763-775, 2005
- Watts P., Wavemaker curves for tsunamis generated by underwater landslides. *Journal of Wat., Port, Coast., and Oc. Eng.*, 1998

INTEGRAZIONE DI UN MODELLO COSTIERO DI PREVISIONE DELLO STATO DEL MARE CON UN SISTEMA DI VIDEO-MONITORAGGIO

Luca Parlagreco ¹, Francesca Catini ¹, Saverio Devoti ¹, Arianna Orasi ¹, Roberto Inghilesi ¹ & Luca Liberti ¹

(1) ISPRA, Istituto Superiore per la Ricerca e Protezione Ambientale, Roma.

ASPETTI CHIAVE:

- *Integrazione di un sistema di previsione delle onde con un sistema di video-monitoraggio per un'analisi contestuale di forzante e impatto*
- *Strutturazione di una rete osservativa delle dinamiche di spiaggia e dei fondali in ambiti litoranei privi di strutture rigide di difesa*
- *Analisi del comportamento delle barre nel breve e medio termine*

1 INTRODUZIONE

In una scala previsionale di medio e lungo termine, l'impatto delle mareggiate sulle spiagge verrà sempre più condizionato dalla disponibilità e mobilità di sedimento lungo la costa. Le barre sabbiose rappresentano un elemento morfologico la cui variabilità può rappresentare fino all'80% della dinamica morfologica dell'intero sistema spiaggia (*Plant et al.*, 1999). Ne consegue che la loro variazione in forma e dimensione è strettamente connessa con le dinamiche di trasporto sedimentario cross- e longshore (*Walstra et al.*, 2014). Le difficoltà tecniche di esecuzione di campagne di misura diretta della morfologia di spiaggia ha favorito lo sviluppo di metodologie indirette di monitoraggio: a partire dalla fine degli anni '80 il video-monitoraggio costiero si propone come potenziale strumento di osservazione sequenziale della morfologia della spiaggia e dei fondali (*Lippmann & Holman*, 1989; *Holland et al.*, 1997).

L'integrazione di dati di video-monitoraggio con dati di simulazione dello stato ondoso fornisce la possibilità di analizzare in dettaglio l'evoluzione degli impatti a riva di un determinato evento di mareggiata (*Archetti et al.*, 2015). Con il duplice obiettivo di analizzare le dinamiche evolutive dei sistemi di barre lungo litorali sabbiosi e di eseguire tali osservazioni in settori caratterizzati da differente esposizione ondosa, è stata dunque strutturata una rete di video-monitoraggio costituita da tre centraline lungo il Tirreno e due lungo l'Adriatico.

2 LA RETE DI VIDEO-MONITORAGGIO ISPRA

Il sistema di video-monitoraggio acquisisce ed elabora giornalmente tre tipologie di immagini, la media, la varianza e la timestack (*Holman & Stanley*, 2007 per una review). L'immagine “media” è il risultato della media dell'intensità luminosa dei pixel su 10 minuti di acquisizione a circa 2Hz. Similmente, l'immagine “varianza” rappresenta la varianza dell'intensità dei pixel. A seguito di procedure di fotogrammetria digitale, si può sintetizzare la morfologia della spiaggia emersa e sommersa tramite la mappatura di alcuni “video-elementi” connessi alla dinamica del moto ondoso, come ad esempio, la posizione della frangenza a riva e sulle barre sommerse. La timestack è un'immagine composita, costruita per registrare la serie temporale di intensità luminosa in una determinata porzione del fotogramma. Generalmente si imposta un vettore di pixel perpendicolare alla riva per registrare le oscillazioni dello *swash* ad una opportuna frequenza (nel nostro caso circa 2Hz). La timestack è utile per caratterizzare i processi idrodinamici nella zona di frangenza (*Archetti & Zanuttigh*, 2010).

La localizzazione delle centraline è vincolata dalla possibilità di inquadrare porzioni di litorali non direttamente influenzate dalla presenza di strutture aggettanti in mare e, allo stesso tempo, di individuare punti di vista ad una quota che permetta l'osservazione di almeno un km di litorale. Attualmente sono operative le centraline installate presso Terracina (LT), Sabaudia (LT) e Pineto (TE), mentre sono in fase di installazione le centraline di San Vincenzo (LI) e Senigallia (AN).

3 IL SISTEMA DI PREVISIONE DELLE ONDE ISPRA

Il sistema ISPRA di previsione operativa dello stato del mare, Mediterranean Coastal Wave Forecasting (Mc_waf) system, è costituito da una serie di modelli di previsione in cascata, in grado di fornire informazioni a scala di Mediterraneo, scala regionale e scala costiera. Al momento sono implementate un'area di bacino a risoluzione 1/30 deg., nove aree regionali a risoluzione 1/60 deg. e cinque aree costiere ad altissima risoluzione spaziale (1/240 deg., corrispondenti a meno di 400m di risoluzione), vedi Figura 1. Il sistema fa uso del vento BOLAM prodotto dal sistema di previsione ISPRA-SIMM (Sistema Idro-Meteo-Mare), calcolato su tutto il Mediterraneo a risoluzione di circa 7.8 km. Data la natura del sistema di previsione, orientato a fornire lo stato del mare anche in aree costiere, particolare cura viene data alla preparazione delle batimetrie. Il sistema attualmente impiega per l'area a scala di Mediterraneo il prodotto EMODNET bathymetry (versione rilasciata ad agosto 2015). Nelle aree regionali, le batimetrie di grande scala sono integrate con dati forniti dalle carte prodotte dall'Istituto Idrografico della Marina. Sulle aree costiere sono implementate batimetrie basate anche su informazioni locali tipo multibeam. Il sistema fornisce previsioni giornaliere a medio termine, ossia cinque giorni utili di previsione. Sono stati periodicamente condotti studi per accertare l'affidabilità del sistema di previsione a tutte le scale spaziali, in particolare mediante confronti con osservazioni dalle boe della Rete Ondametrica Nazionale (RON) al largo (Inghilesi et al. 2016), e con osservazioni da strumenti su basso fondale a costa (Inghilesi et al., 2012, Casaioli et al., 2014).

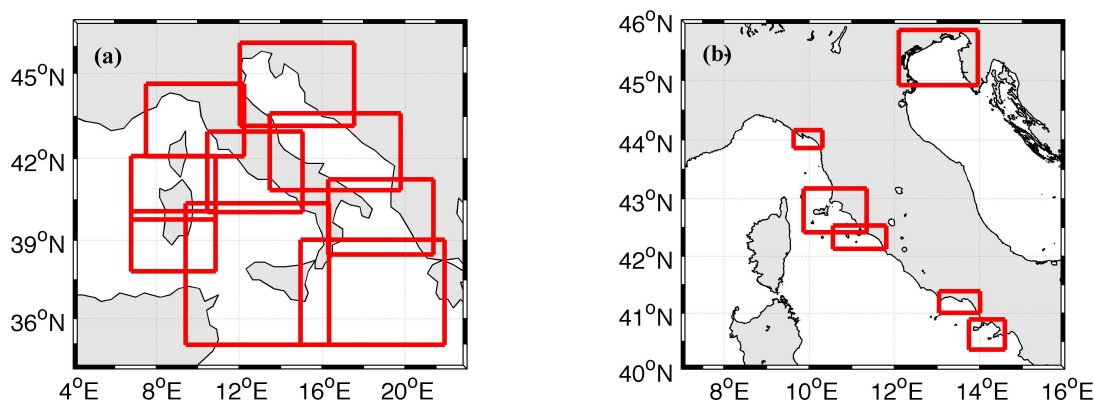


Figura 1. Pannello (a): posizione delle nove aree regionali del sistema di previsione Mc_waf; pannello (b) posizione delle cinque aree costiere ad alta previsione del sistema Mc_waf.

4 APPLICAZIONE

L'integrazione di dati di simulazione ondosa ad alta risoluzione e dati di video-monitoraggio fa uso della classificazione delle mareggiate per la valutazione gli impatti a costa. La base dati utilizzata è riferita al periodo novembre 2014-gennaio 2016 ed è costituita dai dati estratti dall'archivio prodotto dalla centralina di video-monitoraggio di Terracina (in parte descritti in *Parlagreco et al.*, (2011) e da simulazioni dello stato ondoso relative all'area costiera Mc_waf contenente la stazione.

4.1 Classificazione delle mareggiate e valutazione degli impatti

Il metodo impiegato per la classificazione delle mareggiate al largo si basa sull'analisi degli eventi indipendenti, in modo analogo a quanto si usa per l'analisi statistica degli eventi estremi (Inghilesi et al., 2000). In primo luogo viene determinata la separazione degli eventi attraverso l'analisi della funzione di autocorrelazione delle altezze significative spettrali (H_m0) su un lungo insieme di dati osservati. Sono dunque individuati i valori rappresentativi dell'evento (altezza significativa massima, direzione, periodo medio, periodo di picco associati al massimo della mareggiata) nella serie prevista. Gli eventi sono quindi ordinati in base al periodo di ritorno dell'evento sulla base delle statistiche note per le osservazioni storiche RON disponibili più vicine.

Operativamente, nella presente metodologia di monitoraggio integrato, la classificazione è stata strutturata in più fasi: 1) identificazione della stazione RON più vicina al sito di studio e calcolo dei parametri statistici utili per l'individuazione degli eventi di mareggiata (soglie di altezze d'onda e di separazione); 2) classificazione degli eventi sulla serie di dati ondosì simulati presso la stazione RON; 3) individuazione di un punto di simulazione a circa 1000 metri dalla costa (tirante intorno a -20m); 4) analisi delle serie ondose a costa nelle stesse finestre temporali degli eventi simulati al largo; 5) descrizione dell'impatto sulla spiaggia in base alle variazioni delle posizioni degli indicatori morfologici e alla risalita ondosa sull'arenile.

In Figura 2 sono illustrati i risultati ottenuti con il metodo descritto. Si evidenzia come la mareggiata più energetica, occorsa nel mese di gennaio 2015, inducendo una sensibile mobilitazione di sabbia dalla riva ai fondali abbia causato la formazione di una nuova barra. Tale assetto risulta stabile in tutto il restante periodo di monitoraggio. Questo è in accordo con le stime del periodo di ritorno associato alla mareggiata su Ponza che, rispetto al settore direzionale da sud-ovest, risulta essere di oltre 5 anni.

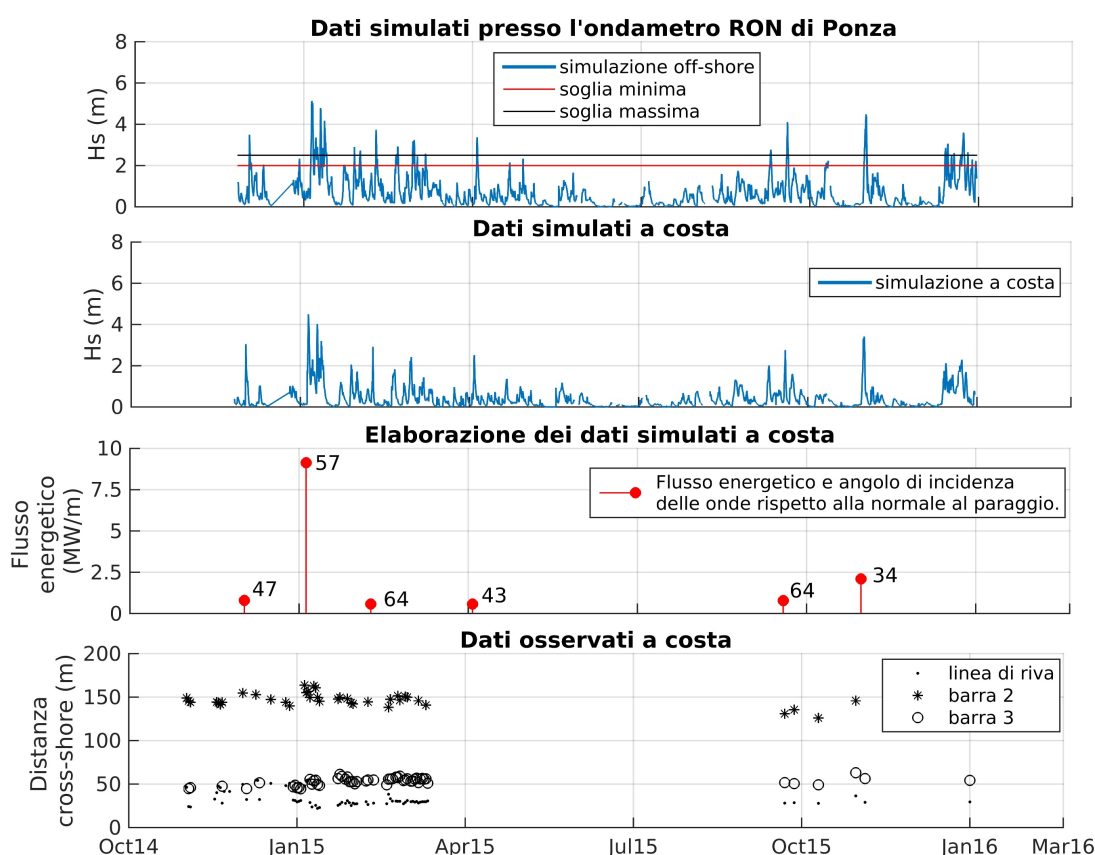


Figura 2. Esempio di procedura di classificazione di mareggiata e valutazione degli impatti a costa. Nel pannello inferiore, il posizionamento cross-shore delle morfologie è stato mediato su 1km di litorale.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Archetti, R. & Zanuttigh, B. Integrated monitoring of the hydro-morphodynamics of a beach protected by low crested detached breakwaters. *Coastal Engineering*, 2010, 57, 879–891.
- Archetti, R., Paci, A., Carniel, S. & Bonaldo, D. Best index related to the shoreline dynamics during a storm: the case of Jesolo beach, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss.*, 2015, 3, 7089-7134.
- Casalioli M., F. Catini, R. Inghilesi, P. Lanucara, P. Malguzzi, S. Mariani, and A. Orasi: An operational forecasting system for the meteorological and marine conditions in Mediterranean regional and coastal areas, *Adv. Sci. Res.*, 11, 11-23, 2014
- Holland, K. T., R. Holman, T. Lippmann, J. Stanley & Plant N. Practical use of video imagery in nearshore oceanographic field studies, *Journal of Oceanic Engineering*, 1997, 22, 81–92.

- Holman, R. A. & Stanley J. The history and technical capabilities of Argus, Coastal Engineering, 2011, 54, 477-491.
- Inghilesi R., Corsini S., Guiducci F. and A. Arseni , Statistical analysis of extreme waves on the Italian Coasts from 1989 to 1999, Boll. Geof. Teor. e Appl. Vol.41, n.3-4 pp315-337, 2000
- Inghilesi R., F. Catini, G. Bellotti, L. Franco, A. Orasi, and S. Corsini, Implementation and validation of a coastal forecasting system for wind waves in the Mediterranean Sea, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 12, 485-494, 2012
- Inghilesi R., Orasi A., Catini F., The ISPRA Coastal Wave Forecasting System: evaluation of the first period of activity, Journal of Operational Oceanography, in press, 2016.
- Lippmann, T. C. & Holman R. A. Quantification of sand bar morphology: a video technique based on wave dissipation, Journal of Geophysical Research, 1989, 94, 995-1011.
- Parlagreco, L., Archetti, R., Simeoni, U., Devoti, S., Valentini, A. & Silenzi, S. Video-moniotring of a barred nourished beach (Latium, Central Italy), Journal of Coastal Research, 2011, SI64, 110-114.
- Plant, N. G., Freilich, M. H. & Holman, R. A. Role of morphologic feedback in surf zone sandbar response, Journal of Geophysical Research, 2001, 106, 973-989.
- Walstra, D.J.R., Ruessink, B.G., Reniers, A.J.H. & Ranasinghe, R. Process-based modeling of kilometer-scale alongshore sandbar variability, Earth Surface Processes and Landforms, 2015, 40, 995-1005.

TRASPOSIZIONE GEOGRAFICA DEL MOTO ONDOSONO

G. Barbaro¹, R. Tomasicchio², F. D'Alessandro², F. Dattilo¹, G. Foti¹

¹Università Mediterranea di Reggio Calabria, Dipartimento DICEAM, 89122 Reggio Calabria, Italy

E-mail: giuseppe.barbaro@unirc.it; federica.dattilo@unirc.it; giandomenico.foti@unirc.it

²Università del Salento, Dipartimento di Ingegneria dell'Innovazione, Lecce 73100, Italy.

E-mail: roberto.tomasicchio@unisalento.it; felice.dalessandro@unisalento.it

ASPETTI CHIAVE

- Il presente lavoro illustra la proposta di un "Metodo di Trasposizione Geografica" del moto ondoso con lo scopo di creare una boa ondometrica virtuale.
- Il Metodo proposto vuole andare incontro alla necessità degli ingegneri costieri, che spesso non hanno a disposizione dati meteomarini, di effettuare studi ed analisi a breve e lungo termine.
- Il metodo proposto considera sia l'effettiva distanza geografica tra boa reale e boa virtuale, sia la dipendenza delle caratteristiche dello stato di mare dalle condizioni di sviluppo del moto ondoso.

1 INTRODUZIONE

La progettazione affidabile di una qualunque struttura costiera richiede, a monte, uno studio meteomarino che stabilisca le condizioni di mare della località in cui l'opera dovrà essere realizzata. Nel 1989 il Ministero dei Lavori Pubblici ha avviato la Rete Ondometrica Nazionale (RON), che fornisce misurazioni ed analisi sull'andamento della superficie marina dei mari italiani, in condizioni di acque profonde, con buoni risultati in termini di velocità di acquisizione dei dati, copertura temporale e affidabilità/stima. Il numero di boe RON è aumentato nel corso del tempo (www.idromare.it - Figura 1).



Fig. 1 – Distribuzione delle boe RON (www.idromare.it)

Tuttavia, spesso, la distanza tra una boa ed il luogo d'interesse è tale da non permettere una valida fonte di dati meteomarini nel breve periodo e per analisi di lungo termine. Pertanto, gli ingegneri costieri necessitano di utilizzare un metodo utile a creare una boa ondometrica virtuale.

Il metodo proposto si basa sull'ipotesi di condizioni anemometriche iniziali omogenee tra località di osservazione (boa reale) e quella di trasposizione (boa virtuale); esso tiene conto dell'effettiva distanza geografica tra i due luoghi e considera la dipendenza delle caratteristiche dello stato di mare dalle condizioni di sviluppo del moto ondoso: mare completamente sviluppato e mare limitato dalla lunghezza del fetch e dalla durata del vento.

Il presente lavoro illustra la proposta di un "Metodo di Trasposizione Geografica" del moto ondoso (GSM), basato sul metodo JONSWAP (USACE 1984), con lo scopo di creare una boa ondometrica virtuale. Essenzialmente, sulla base della conoscenza dell'altezza significativa, H_s e del periodo di picco, T_p ,

dell'onda, grazie registrazioni disponibili alla boa ondometrica reale collocata nel punto di osservazione, dei fetch geografici della località di osservazione e di quella di trasposizione (luogo della boa virtuale), rispettivamente F_o e F_T , è possibile determinare i valori di H_s e T_p alla boa virtuale. Sulla base di dati di diverse boe ondometriche, sono state condotte varie verifiche del metodo GSM.

2 IL MODELLO

La procedura prende spunto dalla necessità di trasporre serie temporali delle quali siano note altezze, periodi e direzioni delle onde, ma che non contengano informazioni riguardo intensità e durata del vento.

Dati di input fondamentali sono i fetch geografici della località di origine (O) ed una distanza a mare d , per ogni direzione di provenienza del vento, che mette in relazione O con la località di trasposizione (T). Il ragionamento è del tutto geografico, geometrico ed intuitivo, in quanto fa entrare in gioco l'effettiva posizione delle due località, la loro distanza geometrica e la differente esposizione del luogo della boa virtuale rispetto al luogo di osservazione delle serie temporali della boa reale.

Il primo passo da compiere è il calcolo di d per ogni direzione di provenienza del vento, in modo tale da avere un valore d per ogni fetch geografico. Ponendo come punto centrale la località di origine O, si traccia per ogni direzione una retta da tale punto e la sua ortogonale avente origine nella località di trasposizione T. La distanza d sarà quel segmento che congiunge il punto di origine O con il punto di intersezione tra le due rette, come riportato in Figura 2.

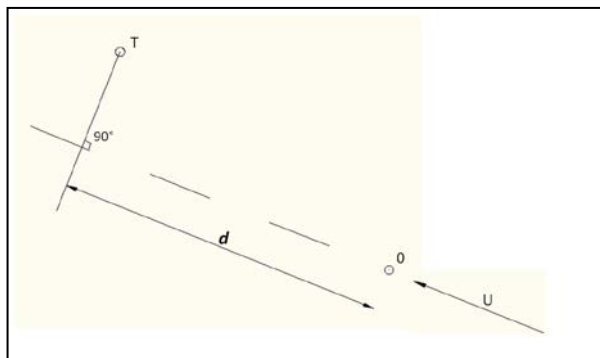


Fig. 2 – Costruzione geometrica della distanza “d”

È facile intuire che si avrà lo stesso valore di d per due direzioni di vento opposte. Perciò, dividendo il paraggio in quattro quadranti, due daranno un contributo positivo (quelli in cui d è calcolata a partire dal punto di origine) e due negativo (quelli in cui d è calcolata a partire dal punto d'intersezione).

Partendo dall'ipotesi che la località in cui saranno trasposti i dati sia caratterizzata dallo stesso evento anemometrico che ha generato il moto ondoso nella località in cui sono disponibili le serie temporali, si procede con le seguenti fasi:

- determinazione del fattore di forza del vento U_a (wind-stress) e della rispettiva velocità U ad esso strettamente legata dalla relazione:

$$U_a = 0,71U^{1,23} \quad (1)$$

capace di generare uno stato di mare di fissata altezza significativa e di fissato fetch geografico, sia nell'ipotesi di mare limitato che nell'ipotesi di mare completamente sviluppato, nella località di origine; per il calcolo sono state proposte:

$$H_s = 0,0016 \frac{U_a^2}{g} \sqrt{\frac{gF_{geo}}{U_a^2}} \quad \text{per mare limitato;} \quad (2a)$$

$$H_s = 0,2433 \frac{U_a^2}{g} \quad \text{per mare completamente sviluppato;} \quad (2b)$$

- calcolo della durata dell'azione costante del vento, in entrambe le ipotesi, nella località di origine tramite le seguenti espressioni:

$$t_{r,0(lim)} = 68,8 \frac{U_a}{g} \left(\frac{gF_{geo}}{U_a^2} \right)^{2/3} \quad \text{per mare limitato;} \quad (3a)$$

$$t_{r,0(sv)} = 7,15 \cdot 10^4 \frac{U_a}{g} \quad \text{per mare completamente sviluppato;} \quad (3b)$$

- determinazione della condizione di mare (limitato o completamente sviluppato) nella località di origine e conseguente scelta del valore U ;
- calcolo della durata dell'azione costante del vento, in entrambe le ipotesi, nella località di trasposizione (assumendo come velocità U del vento quella verificata nella località di origine) mediante le espressioni:

$$t_{r,T} = t_{r,0(lim)} + \frac{d}{U} \quad \text{per mare limitato;} \quad (4a)$$

$$t_{r,T} = t_{r,0(sv)} + \frac{d}{U} \quad \text{per mare completamente sviluppato;} \quad (4b)$$

- determinazione della condizione del mare (limitato o completamente sviluppato) nella località di trasposizione;
- calcolo del Fetch Fittizio $F_{fitt,T}$, che sarà di riferimento per la località di trasposizione e da cui dipende la trasposizione stessa; il calcolo viene eseguito utilizzando la seguente relazione:

$$F_{fitt,T} = F_{geo,0} + d \quad (5)$$

dove d assume valore positivo o negativo in base al settore di provenienza;

- calcolo dell'altezza nella località di trasposizione tramite le seguenti espressioni:

$$H_{s,T(lim)} = 0,0016 \frac{U_a^2}{g} \sqrt{\frac{gF_{fitt,T}}{U_a^2}} \quad \text{per mare limitato in entrambe le località;} \quad (6a)$$

$$H_{s,T(sv)} = 0,2433 \frac{U_a^2}{g} \quad \text{per mare completamente sviluppato in entrambe le località;} \quad (6b)$$

$$H_{s,T} = \frac{H_{s,T(lim)} + H_{s,T(sv)}}{2} \quad \text{se lo sviluppo dell'onda è discorde nelle due località.} \quad (6c)$$

Lo schema si basa sulla considerazione che, in presenza di mare completamente sviluppato o limitato in entrambe le località l'evento anemometrico ricostruito nella località di trasposizione ha uno sviluppo completamente sviluppato o limitato; se invece lo sviluppo d'onda risulta essere discorde tra le due località, una soluzione soddisfacente è data dal valore medio tra i due valori calcolati.

3 VERIFICA

Nel presente lavoro, l'analisi ha preso in considerazione, in una prima fase, i dati RON delle boe di Capo Linaro e Ponza che rientrano nella zona omogenea del Tirreno (Goda 2004), nelle posizioni mostrate in Figura 1.

Il metodo GSM proposto utilizza le informazioni della boa RON di Ponza per creare una boa ondometrica virtuale off-shore a Capo Linaro. I dati ottenuti a Capo Linaro sono stati confrontati con i dati registrati dalla boa RON di Capo Linaro. Come esempio, in riferimento ad una mareggiata di durata di 60 ore (248 °N

direzione significativa), la Figura 3 mostra il confronto tra i valori di H_s a Capo Linaro osservati (cerchi neri) e quelli stimati (cerchi bianchi).

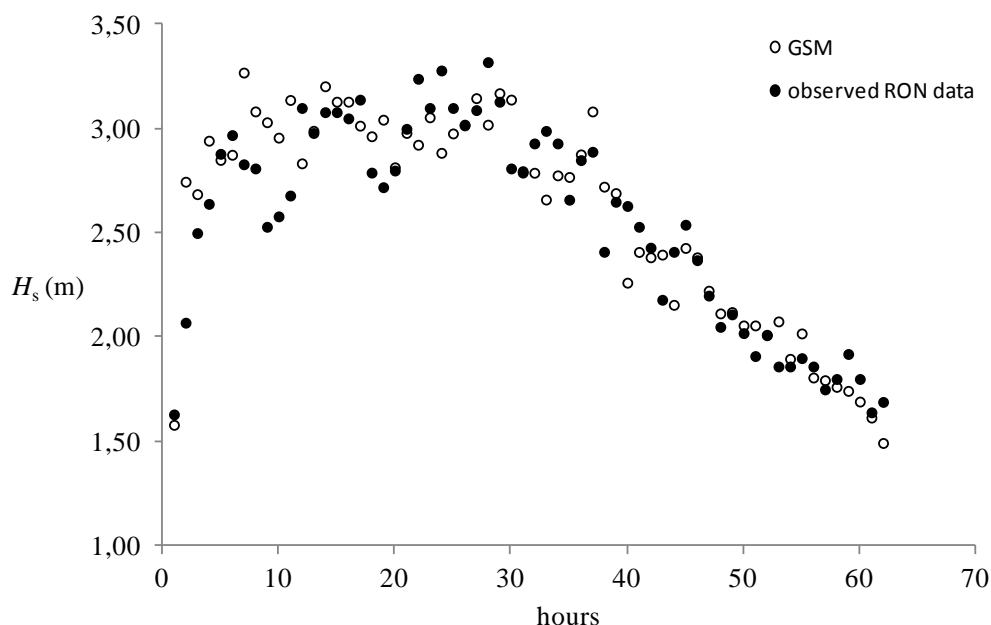


Fig. 3 – Valori di H_s osservati (•) e calcolati (◦). Boa di Capo Linaro

I risultati ottenuti da successive verifiche, effettuate con l'utilizzo di dati RON e ROR in altre località italiane e con dati della rete ondometrica spagnola, sia nel Mediterraneo sia nell'Oceano Atlantico, confrontati con un altro metodo presente in letteratura, hanno rilevato che il metodo GSM proposto presenta una discreta convergenza con i dati osservati e conferma la sua affidabilità.

4 CONCLUSIONI

L'attuale memoria descrive un problema posto dagli ingegneri costieri ed il metodo proposto che mira a risolverlo.

Lo studio condotto ha dimostrato la possibilità di garantire informazioni meteomarine affidabili in località in cui non sono presenti installazioni di boe ondometriche, ovviando, così, alla difficoltà di non avere a disposizione parametri necessari per la progettazione di qualsiasi opera costiera.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- De Girolamo, P., Contini, P. (1998). Impatto morfologico di opere a mare: casi di studio. In Atti del Convegno AIOM, Lerici.
- Goda, Y. (2004). Spread parameter of extreme wave height distribution for performance-based design of maritime structures. J. Waterway, Port, Ocean and Coastal Eng., vol. 130, No. 1, pp. 29-38, ASCE.
- Kamphuis, J. W. (2000). Introduction to coastal engineering and management. Advanced Series on Coastal Engineering - Volume 16, World Scientific.
- USACE (1984). Shore Protection Manual, 1984, 4th ed., US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, US Government Printing Office, Washington, DC.

EFFETTO DELLA RISOLUZIONE SPAZIALE E TEMPORALE DI RICOSTRUZIONI STORICHE DEL MOTO ONDOSO SULLA STATISTICA DI EVENTI ESTREMI

Ludovica Sartini^{1,2}, & Giovanni Besio²

(1) Ifremer, Comportement des Structures en Mer - Marine Structures, Brest, France; (2) DICCA - Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale, Università degli Studi di Genova, Genova, Italy

ASPETTI CHIAVE:

- Analisi tra due diverse ricostruzioni storiche del moto ondoso nel bacino del Mediterraneo;
- Analisi statistica per la valutazione degli eventi estremi in funzione della risoluzione spaziale e temporale delle simulazioni numeriche ;
- Una bassa risoluzione spaziale e temporale limita significativamente la possibilità di descrivere adeguatamente gli eventi estremi.

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni l'esigenza crescente di disporre di serie di dati del moto ondoso ad alta risoluzione sia spaziale che temporale per periodi particolarmente estesi (decine di anni), ha spinto in maniera significativa sull'implementazione di sistemi di reanalisi numerica del moto ondoso. In questo contesto, la qualità delle simulazioni di moto ondoso è fortemente dettata dalla capacità di rappresentare correttamente la dinamica del moto ondoso nella sua interezza. In particolare, la corretta descrizione del moto ondoso nelle condizioni più severe dipende sia dalla appropriata modellazione dei processi fisici coinvolti nella generazione e propagazione del moto ondoso, ma anche dall'accuratezza dei campi di vento forzante utilizzati come forzanti. Più precisamente, una bassa risoluzione spaziale comporta inevitabilmente una limitata rappresentazione delle caratteristiche della forzante meteorologica a livello locale, che si traduce spesso in valori di altezza significativa inferiori rispetto a quelli realmente osservati; analogamente, basse risoluzioni temporali possono comportare la “perdita” di eventuali picchi di mareggiata, soprattutto nel caso del Mar Mediterraneo ove la durata delle mareggiate è di poco superiore all'intervallo temporale con cui vengono rilasciate le serie di reanalisi (intervallo temporale dt di 3 o 6 ore). Inoltre la necessità di adottare campi meteo prodotti da tecniche di downscaling dinamico in grado di rappresentare la forzante ad altra risoluzione spaziale è di fondamentale importanza nella modellazione di condizioni di mare severe (Cavaleri and Bertotti, 2006). Il presente studio si pone l'obiettivo di approfondire l'influenza della qualità delle serie di reanalisi per applicazioni di interesse ingegneristico, quali la descrizione del clima ondoso e degli eventi estremi. A tal fine, due differenti serie di reanalisi del moto ondoso a differenti risoluzioni spazio-temporali sono state utilizzate per implementare l'analisi della statica degli eventi estremi.

2 I DATI DI REANALISI

Il presente lavoro è stato sviluppato tenendo in cui due differenti serie di dati di reanalisi. In primo luogo ci si è avvalsi delle serie ricostruite mediante la catena modellistica in funzione presso il DICCA (<http://www.dicca.unige.it/meteocean/>) per una estensione temporale di 36 anni (1979-2014) con output rilasciati a frequenza oraria. Il dominio della serie di reanalisi copre l'intero bacino del Mar Mediterraneo con una risoluzione di circa 0.1° sia in longitudine che in latitudine. Le simulazioni del moto ondoso sono state realizzate mediante il modello numerico WavewatchIII (Tolman, 2009), mentre i campi di vento utilizzati come forzanti sono stati elaborati con il modello meteorologico WRF-ARW (Skamarock et al., 2008). La validazione del modello meteorologico è stata realizzata da Cassola et al. (2015), mentre quella del modello del moto ondoso è stata realizzata tramite un confronto con i dati di boa delle reti Italiane, Spagnole e Greche (Mentaschi et al., 2015). La seconda serie di dati utilizzata è quella corrispondente alle reanalisi ERA-Interim dell'ECMWF (European Center Medium Weather Forecast), a risoluzione temporale esadimensionale per un'estensione temporale di 36 anni (1979-2014), con una risoluzione spaziale di 0.7° in longitudine e latitudine (Dee et al. 2011).

3 DISCUSSIONE

Le basi di dati sono state confrontate in corrispondenza di sei boe virtuali dislocate nel bacino del Mediterraneo, realizzando l'analisi in sottobacini caratterizzati da diversi climi ondosi (cfr Figura 1)

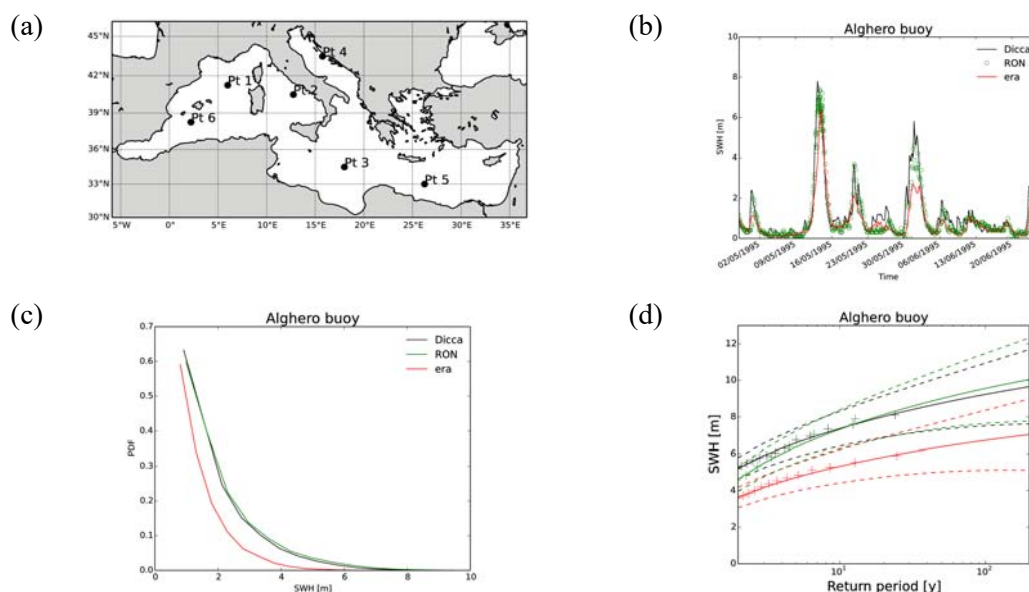


Figura 1. a) Mappa delle boe virtuali dislocate sul Mar Mediterraneo utilizzate per sviluppare l'analisi; b) serie temporale altezza significativa; c) PDF altezza significativa; d) altezze significativa in funzione del periodo di ritorno. Boa di Alghero (rosso: ECMWF; nero: DICCA; verde: RON)

Innanzitutto è stato realizzato un confronto con i dati RON, per garantire l'affidabilità della ricostruzione storica del DICCA. In particolare, un dettaglio su un periodo di due mesi (Aprile - Giugno 1995, Figura 1b) relativo alla boa di Alghero mostra una buona correlazione tra le altezze d'onda significative ricostruite e quelle osservate sia durante le calme che durante le condizioni di mare più severe. Le serie ECMWF mostrano invece una tendenza a sottostimare i valori altezza d'onda durante le fasi maggiormente energetiche delle mareggiate: gli scarti, nel periodo preso in considerazione, oscillano tra una differenza di circa un metro nel caso migliore, fino a tre metri nel caso peggiore. Analogamente, le funzioni di distribuzione di probabilità costruite per ciascuna serie di altezze d'onda mostrano andamenti del tutto simili per quanto concerne le serie DICCA e RON, mentre la curva relativa ai dati ECMWF giace al di sotto alle altre (Figura 1c). Lo scarto tra le diverse serie si riflette quindi anche nel processo di valutazione degli eventi estremi in funzione del tempo di ritorno, dove le stime di H_s per differenti T_R sono caratterizzate da valori inferiori per i dati ECMWF, mentre le serie DICCA e RON mostrano valori simili (Figura 1d).

Una volta verificata l'affidabilità delle serie DICCA, è stata condotta un'analisi quantitativa sui punti boa virtuali riportati; a tale fine, ci si è avvalsi di appropriati indicatori quantitativi statistici di scarto (*Normalized Bias NBI*, *Correlation Coefficient ρ* , *symetrically normalized root mean square error HH*, *Mentaschi et al., 2013*), i cui valori sono riportati in Tabella 1, insieme ai massimi assoluti di H_s registrati durante l'intervallo di simulazione, insieme ai corrispettivi valori di periodo medio.

Boa	NBI	ρ	HH	DICCA Max H_s [m]	DICCA Max T_m [s]	ECMWF Max H_s [m]	ECMWF Max T_m [s]
Pt 1	-0.21	0.93	0.32	10.05	11.40	7.85	10.20
Pt 2	-0.27	0.92	0.41	9.18	10.80	6.44	10.00
Pt 3	-0.13	0.95	0.22	8.59	10.69	7.11	10.74
Pt 4	-0.08	0.71	0.56	5.58	8.59	5.07	8.22
Pt 5	-0.08	0.93	0.20	8.00	10.80	6.32	9.97
Pt 6	-0.22	0.91	0.35	9.77	11.01	5.57	9.81

Tabella 1. Tabella di sintesi dei valori degli indici statistici di scarto per i massimi di H_s e relativi T_m .

Come già osservato nel caso della boa RON di Alghero, le serie di altezze d'onda ricostruite ECMWF sono caratterizzate da valori inferiori, come evidenziato sia dai valori di *bias* negativi, che dai massimi assoluti registrati. Le differenze più significative si osservano per il punto Pt 6, ubicato nel Mare delle Baleari, con differenze tra i massimi assoluti registrati (δH_s) pari a 4.2 m, seguito dal punto Pt 2, collocato nel Mar Tirreno ($\delta H_s=2.74$ m) e dal Pt 1, situato nel bacino di Algeria e caratterizzato dalle condizioni di mare più severe ($\delta H_s=2.34$ m). Differenze significative sono inoltre osservate per il punto Pt 5 (bacino del Levante, $\delta H_s=1.68$ m) e per il Pt 3 (Mar Ionio, $\delta H_s=1.48$ m), mentre le differenze minori sono in prossimità del punto Pt 4 (Mar Adriatico, $\delta H_s=0.51$ m). Valori maggiori di indice di errore HH sono registrati per i punti Pt 4, Pt 2, Pt 6 e Pt 1, mentre i valori di bias negativi penalizzano maggiormente i punti Pt 2 e Pt 6; il peggiore coefficiente di correlazione è riscontrato per il punto Pt 4, in accordo con l'indice HH, nonostante il corrispettivo valore di bias sia meno penalizzante. Una visualizzazione grafica delle serie temporali centrate sul massimo picco registrato permette di comprendere meglio quanto appena esposto (Figura 2a). Infatti, come già descritto in precedenza, il massimo registrato nel 2009 per il punto boa Pt 1 è sottostimato di quasi 4 metri dalla serie ECMWF.

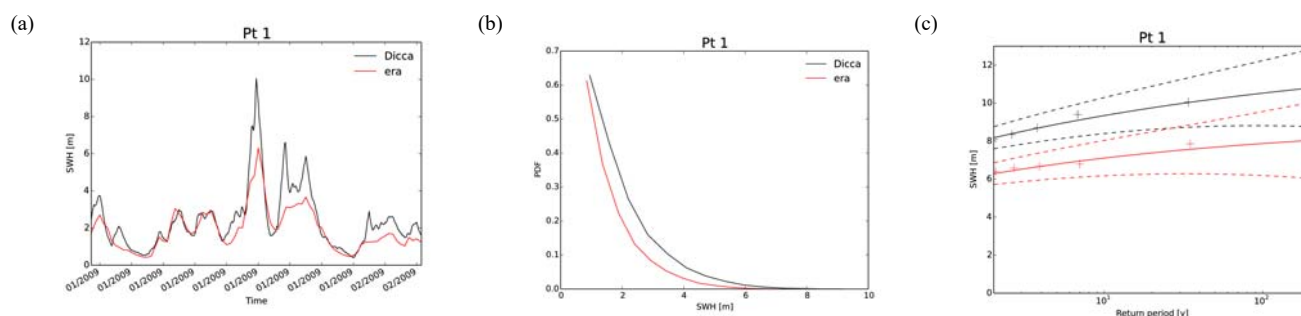


Figura 2. a) Distribuzione temporale di H_s in corrispondenza del massimo; b) PDF di H_s ; c) H_s per differenti periodi di ritorno. (rosso: dati ECMWF; nero: DICCA)

Un comportamento analogo è riscontrabile per il punto Pt 2, dove il massimo picco registrato da DICCA durante l'anno 1999 viene sottostimato dalla serie Era-Interim di circa 3 m, insieme ad una limitata capacità di risolvere i picchi, apprezzabile lungo l'intero asse temporale. Differenti considerazioni possono invece essere fatte per il punto Pt 3, dove è riscontrata una migliore capacità di modellazione dei picchi nelle serie ECMW pur non essendo in grado di riprodurre il massimo picco presente nella serie DICCA; questo è un comportamento piuttosto comune nella modellistica numerica del moto ondoso qualora vengano adottati campi meteo forzanti non soggetti a downscaling ed, in quanto tali, non in grado di fornire i giusti input per risolvere nel dettaglio i gradienti dei campi di pressione e le relative variazioni nel tempo. Questo aspetto è riscontrato in tutte le serie temporali, in misura minore per boe quali Pt 4 e Pt 5, mentre il punto Pt 6 presenta nuovamente le problematiche sopra esposte: la sottostima dei picchi e la loro non piena risoluzione. Ne consegue che le funzioni di distribuzione di probabilità siano dissimili per tutti i punti, con la curva relativa ai dati ECMWF giacente al di sotto di quella costruita con la base di dati DICCA (Figura 2b).

Gli effetti dei comportamenti osservati si propagano direttamente sull'analisi degli eventi estremi condotta sulle due serie di dati; in particolare è stato adottato un metodo di tipo GEV sui massimi mensili di entrambe le serie. Nonostante ciò, le stime di altezze d'onda significative per diversi periodi di ritorno ottenute mediante serie ECMWF si discostano in maniera non trascurabile da quelle fornite dalle serie DICCA (Figura 2c); in particolare si possono osservare differenze fino a 3 metri per periodi di ritorno pari a 200 anni.

4 CONCLUSIONI

Al fine di testare l'affidabilità dei database di reanalisi del moto ondoso per applicazioni di interesse ingegneristico, quali ad esempio l'analisi degli eventi estremi per la progettazione marittima, sono state analizzate due differenti tipologie di base di dati; le serie ricostruite presso il DICCA (frequenza oraria e risoluzione spaziale di 0.1°) e quelle dell'ECMWF (frequenza esararia e risoluzione spaziale di 0.7°).

L'analisi puntuale dei risultati in prossimità di sei punti distribuiti all'interno del bacino del Mar Mediterraneo ha messo in luce una non trascurabile tendenza nel sottostimare le altezze d'onda significative da parte della base di dati prodotta con la risoluzione spaziale e temporale più grossolane rispetto non solo alla simulazione realizzata con una risoluzione più spinta, ma anche rispetto ai dati estratti dalle boe RON. Questa tendenza si traduce in una significativa sottostima degli eventi estremi per tutte le località analizzate.

L'effetto esercitato dalla risoluzione temporale e spaziale dei campi di vento forzanti gioca un ruolo fondamentale nel riprodurre correttamente le proprietà del moto ondoso in fase di picco, come già osservato da *Stopa and Cheung* (2014), *Ardhuin et al.* (2011) e *Cavaleri* (2009). In particolare, la corretta modellazione del moto ondoso nelle condizioni di mare più severe è di fondamentale importanza in bacini semichiusi come quello del Mar Mediterraneo, nel quale le mareggiate sono caratterizzate da durate ed estensioni spaziali piuttosto limitate (*Sartini et al.*, 2015; *Sartini et al.*, 2015b; *Reale et al.*, 2014). Al contrario, un'adeguata risoluzione consente una rappresentazione ottimale delle forzanti meteorologiche, in modo tale da garantire un downscaling locale affidabile a partire dai campi a larga scala (*Cavaleri*, 2009). In questo modo, l'utilizzo di dati ad alta risoluzione garantisce lo sviluppo di analisi degli eventi estremi affidabili per applicazioni dirette di interesse ingegneristico, quali la progettazione di opere marittime e offshore.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ardhuin, F., Hanafin, J., Quilfen, Y., Chapron, B., Queffelecoul, P., Obrebski, M. Calibration of the IOWAGA Global Wave Hindcast (1991-2011) Using ECMWF and CFSR Winds, Proceedings, 12th Int. Workshop of Wave Hindcasting and Forecasting, 2011.
- Cassola, F., Ferrari, F. & Mazzino, A. Numerical simulations of Mediterranean heavy precipitation events with the WRF model: a verification exercise using different approaches. *Atmospheric Research*, 2015, 164-165, pp. 210-225
- Cavaleri, L. Missing the peaks, *Journal of Physical Oceanography*, 2009, 39, pp 2757-778.
- Cavaleri, L., Bertotti, L. The improvement of modelled wind and wave fields with increasing resolution, *Ocean Engineering*, 2006, 33, pp 553-565
- Dee, D. P. et al. The ERA-Interim reanalysis: configuration and performance of the data assimilation system, *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 2011, 137(656), pp 553-597
- Komen, G.J., Cavaleri, L., Donelan, M., Hasselmann, K., Hasselmann, S., Janssen, P.A.E.M. *Dynamics and Modelling of Ocean Waves*, Cambridge University Press, London, 1994, pp 532
- Mentaschi, L., Besio, G., Cassola, F., Mazzino, A. Developing and validating a forecast/hindcast system for the Mediterranean Sea, *Journal of Coastal Research*, 2016, SI 65, pp 1551-1556
- Mentaschi, L., Besio, G., Cassola, F., Mazzino, A. Performance evaluation of WavewatchIII in the Mediterranean Sea, *Ocean Modelling*, 2015, 90, pp 82-94
- Reale, F., Dentale, F., Pugliese Carratelli, E., Torrisi L. Remote Sensing of small scale storm variations in coastal seas, *Journal of Coastal Research*, 2014, 30 (1), pp 130-141
- Sartini, L., Mentaschi, L., Besio, G. Comparing different extreme wave analysis models for wave climate assessment along the Italian coast, *Coastal Engineering*, 2015, 100, pp 37-47
- Sartini, L., Cassola, F., Besio, G. Extreme waves seasonality analysis: An application in the mediterranean sea, *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 2015, 120, pp 6266-6288.
- Skamarock, W.C., Klemp, J.B., Dudhia, J., Gill, D.O., Barker, M., Duda, K.G., Huang, X.Y., Wang, W., Powers, J.G. A description of the Advanced Research WRF Version 3. Technical Report. National Center for Atmospheric Research, 2008.
- Stopa, J.E., K.F. Cheung, Intercomparison of wind and wave data from the ECMWF Reanalysis Interim and the NCEP Climate Forecast System Reanalysis, *Ocean Modelling*, 2014, 75, pp 65-83.
- Tolman, H. User manual and system documentation of WAVEWATCH-III version 3.14. Technical Report 276. NOAA/NWS/NCEP/MMAB, 2009.

ON LONG-TERM STATISTICS OF DIRECTIONAL SEA STORMS

Valentina Laface¹, Felice Arena¹

(1) Natural Ocean Engineering Laboratory (NOEL), DICEAM, Mediterranean University, Reggio Calabria, Italy

KEY POINTS

- This paper summarizes the results published in Laface et al. (2015) regarding possible criteria for classifying sea storms as “directional storms” pertaining to a given directional sector;
- During sea storms wave direction variability is quite significant and one should take into account of it when performing a directional analysis;
- Two different criteria to account for wave direction in storm classification are given. They could be very useful when equivalent storm models are applied for directional long-term predictions.

1 INTRODUCTION

A sea storm is a non-stationary process, with the significant wave height, the wave spectrum and the wave direction not constant in time. It may be defined as a sequence of sea states during which the significant wave height exceeds a fixed constant threshold. In general, a storm starts when the significant wave height goes above this threshold and finishes when it falls below it. Following the definition of Boccotti (2000), (see also Arena & Pavone, 2006, 2009), a sea storm is ‘a sequence of sea states in which the significant wave height exceeds the threshold h_{crit} and does not fall below it for a continuous time interval greater than 12 hours’. The storm threshold h_{crit} depends upon the considered location, and it may be related to the average significant wave height in the given area.

Statistical properties of waves during storms were investigated by Borgman (1970, 1973) who determined the cumulative distribution function of the max-imum wave height during a storm in an integral form. This result is very important for the long-term analysis of extreme waves during storms. For example it is the main concept on which the models of the equivalent storms are based (Arena & Pavone, 2006, 2009; Fedele & Arena, 2010; Arena et al., 2013). They enable to associate to each actual storm an equivalent one defined by means of a parameter representative of storm intensity, which is equal to the maximum significant wave height in the actual storm, and a parameter representative of the storm duration, which is determined by imposing that the maximum expected wave height is the same in the actual and equivalent storms. It is important, for several marine applications, to consider directionality during storms to develop criteria for the prediction of extremes values that take into account the wave direction, and enable to determine the long-term statistics for any directional sector. Recently Jonathan & Ewans (2007) developed an approach to establish appropriate directional criteria and an associated omni-directional criterion. Jonathan et al. (2008) showed that a directional extreme model is generally better than a model that ignores directionality and an omni-directional criterion derived from a directional model are more accurate and should be preferred.

As shown in Laface et al. (2015) during storms a certain variability of wave direction is observed: it is quite relevant if the whole storm history is considered and tends to reduce itself if only the portion of the storm above high threshold h' is regarded. This result is due to the strong variability of wave direction in storm tails (smaller sea states). Considering this aspect it is not possible to classify sea storm taking into account the wave direction during the whole storm history. In the next section of the paper two different definitions to classify sea storm as directional storm pertaining to a given directional sector are given. To show the validity of the proposed approach, a directional analysis of sea storm is performed by processing time series of significant wave height and wave direction coming from directional buoys of RON (Rete Ondametrica Nazionale) and NOAA(National Oceanic and Atmospheric Administration’s – National Data Buoy Center, USA) networks, and by HIPOCAS project (Guedes Soares et al., 2002; Pilar et al., 2008). The two locations in North-East Atlantic Ocean from HIPOCAS (Figure 1a), the one in central Mediterranean Sea (Figure 1a) from RON network and the one in US coast in Pacific Ocean (Figure 1b) from NOAA-NDBC are considered.

At the first stage sea storms are selected from significant wave height time series by means of Boccotti’s definition. Then the directional analysis is done by considering the sequence of sea states during each sea storm with the sequence of the related wave directions.

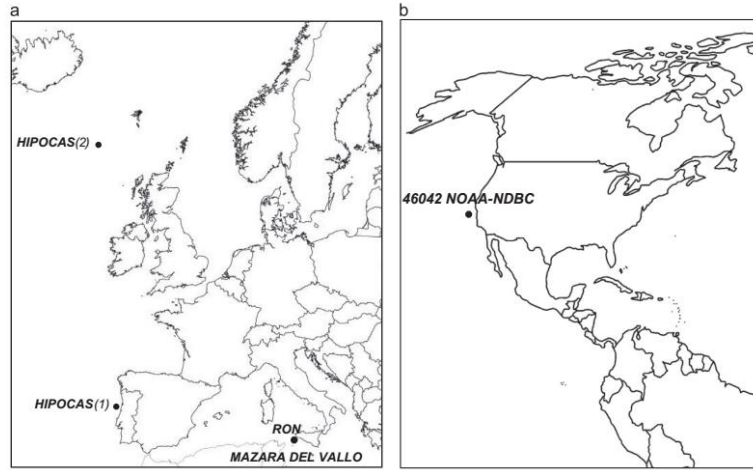


Figure 1. a) Locations of the Mazara Del Vallo buoy from Italian RON network and of the two points from HIPOCAS dataset; b) location of 46042 buoy from NOAA-NDBC (USA).

2 DIRECTIONAL SEA STORM

To define a “directional storm” pertaining to a certain sector $(\mathcal{G}_i \pm \Delta\mathcal{G})$ the variability of wave direction during the storm has to be taken into account. The analysis proposed in *Laface et al.* (2015) has shown that this variability is quite high in storm tails (lower sea states), but lower near storm peak (when stronger sea states occur). A directional sea storm may be defined as a sequence of sea states in which the significant wave height exceeds a given threshold h_{crit} and the wave direction is within a given sector $(\mathcal{G}_i \pm \Delta\mathcal{G})$. Because of the strong variability of wave direction in storm tails, it should be appropriate to introduce a directional criterion referring to the wave direction of the sea state above h' (where $h' \geq h_{crit}$). Consider first the identification of the sea storms from the whole time series of significant wave height (whatever the wave direction is). From this whole set, one may define:

- (i) a sea storm as a “directional storm” pertaining to the sector $(\mathcal{G}_i \pm \Delta\mathcal{G})$, if the wave direction at the maximum significant wave height $H_{s\max}$ falls in $(\mathcal{G}_i \pm \Delta\mathcal{G})$;
- (ii) a sea storm as a “directional storm” pertaining to the sector $(\mathcal{G}_i \pm \Delta\mathcal{G})$, if the average wave direction $\bar{\mathcal{G}}(t)$, calculated for those sea states with $H_s > h'$, falls in $(\mathcal{G}_i \pm \Delta\mathcal{G})$.

Note that in (ii), if $h' = h_{crit}$ the whole storm is considered. Furthermore definition (ii) is related to the wave direction of sea states above the fixed threshold of significant wave height h' . In the paper it is applied for thresholds $h' \geq 0.5H_{s\max}$, because a strong variability of wave direction occurs in storm tails (lower sea states). Concerning to the sector $(\mathcal{G}_i \pm \Delta\mathcal{G})$ it requires to determine both the direction \mathcal{G}_i and the width $\Delta\mathcal{G}$.

It is worth noting that it looks not so relevant for the present analysis to refer to directional sectors of minor relevance from which a few storms with a low intensity (for the given area) occur. For this reason, it is necessary to identify the main sector, which includes the direction of severer storms and possible secondary sectors (if any) from which the significant storms occur. Thus to classify directional storms first the main and secondary directions have to be identified (by means of directions \mathcal{G}_i) and then the most appropriate $\Delta\mathcal{G}$ has to be determined. Increasing $\Delta\mathcal{G}$ it will result an increasing number of storms belonging to any considered sector.

3 DATA ANALYSIS

The analysis proposed in this section concerns the way to classify sea storms as directional storms pertaining to a given directional sector ($\mathcal{G}_i \pm \Delta\mathcal{G}$). Starting from the storm set at each site definitions (i) and (ii) in section 2 are applied. The direction \mathcal{G}_i is fixed as the wave direction from which the severest storm occurs (see *Laface et al.* 2015) and for the width $\Delta\mathcal{G}$ values of 10° , 20° , 30° are considered. It is worth noting that for this kind of analysis a too narrow sector ($\Delta\mathcal{G}$ less than 10°) does not enable to develop criteria on wave direction during sea storms because of the wave direction variability. On the other hand, considering $\Delta\mathcal{G}$ greater than 30° the scope of directional analysis became meaningless.

Tables 1-4 show the number of storms classified by means of (i) and (ii) (in section 2) as directional storms in the directional sector ($\mathcal{G}_i \pm \Delta\mathcal{G}$) for each of the main directions \mathcal{G}_i identified, for each considered width $\Delta\mathcal{G}$ and for $h' = 0.5H_{smax}$, $0.6H_{smax}$, $0.7H_{smax}$, $0.8H_{smax}$. The number of directional storms pertaining to a given directional sector ($\mathcal{G}_i \pm \Delta\mathcal{G}$) increases for increasing values of the width $\Delta\mathcal{G}$ both applying definition (i) and (ii) whatever is h' . Furthermore definitions (i) and (ii) tend to give the same result if widths of 30° are considered. For what concerns results obtained applying definition (ii) assuming increasing h' it has been seen that there are no significant variations of the number of directional storms if $\Delta\mathcal{G}$ is assumed equal to 30° , especially for the main and the secondary sectors. For this reason it could be more appropriate to utilize definition (ii) with $h' = 0.5H_{smax}$ in order to take into account a larger number of sea states.

It is worth noting that the main purpose of the analysis proposed here is related to the introduction of a physically based approach which enables us to associate each storm to a given directional sector. Consider the storms with maximum significant wave height $H_{smax} \geq 2h_{crit}$ (see Table 1), by applying definition (i) or (ii) with a width $\Delta\mathcal{G}$ of 30° and $h' = 0.5H_{smax}$ it is possible to classify more than 80% of the storms as directional storms at both HIPOCAS (1) and HIPOCAS (2), more than 70% at Mazara del Vallo RON and more than 85% at 46042-NDBC.

4 CONCLUSIONS

The paper elucidates the approach for classifying sea storms as directional storms pertaining to a given directional sector. The analysis proposed herein shows that the number of storms pertaining to a given sector increases for increasing width of the directional sector revealing that an appropriate amplitude should be of 60° because it enables to classify as directional storms most of the storms at a given site.

5 REFERENCES

- Arena, F., & Pavone, D. Return Period of nonlinear high wave crests. *J. Geophys. Res.*, 2006, 111, C08004.
 Arena, F., & Pavone, D. A generalized approach for the long-term modelling of extreme sea waves. *Ocean Model.*, 2009, 26, 217-225.
 Arena, F., Malara, G., Barbaro, G., Romolo, A., & Ghiretti, S. Long-term modelling of wave run-up and overtopping during sea storms, *Journal of Coastal Research.*, 2013, 29, 419-429.
 Boccotti, P., 2000. *Wave Mechanics for Ocean Engineering*. Elsevier Science, New York.
 Borgman, L. E. Maximum wave height probabilities for a random number of random intensity storms. *Proceedings of the 12th Conference of Coastal Engineering*, 1970, Washington, DC, ASCE, 53-64.
 Borgman, L. E. Probabilities for highest wave in hurricane. *J. Waterw., Harbors Coastal Eng. Div., Amer. Soc. Civ. Eng.* 1973, 99, 185-207.
 Fedele, F., & Arena, F. The equivalent power storm model for long-term predictions of extreme wave events. *J. Phys. Oceanogr.*, 2010, 40, 1106-1117.

Location	$\overline{H_s}$ (m)	h_{crit} (m)	N°storm($H_{smax} \geq 2h_{crit}$)
HIPOCAS(1)	2.40	3.60	137
HIPOCAS(2)	3.51	5.27	227
RON MAZARA	0.97	1.45	232
NDBC 46042	2.21	3.31	31

Table 1. Average significant wave height $\overline{H_s}$, critical threshold h_{crit} and number of storms with maximum significant wave height $H_{smax} \geq 2h_{crit}$.

Guedes Soares, C., Weisse, R., Carretero, J.C., & E. Alvarez. A 40 years hindcast of wind, sea level and waves in European waters. Pro-ceedings of the 21st International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE'02), ASME Paper 2002, OMAE2002-SR28604.

Jonathan, P., & Ewans, K. The effect of directionality on extreme waves design criteria, Ocean Eng., 2007, 34, 1977-1994.

Jonathan, P., Ewans, K., & Forristall, G. Statistical estimation of extreme ocean environments: The requirements for modelling directionality and other covariate effects, Ocean Eng., 2008, 35, 1211-1225.

Laface, V., Arena, F. & Guedes Soares, C. Directional analysis of sea storms, Ocean Engineering, 2015, pp. 45-53.

Pilar, P., Guedes Soares, C. & Carretero. Hindcast for the North East Atlantic European Coast. Coast. Eng., 2008, 55, 861-871.

$\vartheta_1=305^\circ$	$\Delta\vartheta=10^\circ$	$\Delta\vartheta=20^\circ$	$\Delta\vartheta=30^\circ$
(i)	52	97	121
(ii) $h'=0.5H_{s\max}$	66	99	121
(ii) $h'=0.6H_{s\max}$	59	96	122
(ii) $h'=0.7H_{s\max}$	58	99	120
(ii) $h'=0.8H_{s\max}$	53	100	120

Table 2. Number of directional storms pertaining to directional sector $\vartheta_1 \pm \Delta\vartheta$, classified by means of criteria 2 (i) and 2 (ii) at HIPOCAS (1).

$\vartheta_1=80^\circ$	$\Delta\vartheta=10^\circ$	$\Delta\vartheta=20^\circ$	$\Delta\vartheta=30^\circ$	$\vartheta_1=280^\circ$	$\Delta\vartheta=10^\circ$	$\Delta\vartheta=20^\circ$	$\Delta\vartheta=30^\circ$
(i)	80	132	169	(i)	107	126	137
(ii) $h'=0.5H_{s\max}$	82	143	168	(ii) $h'=0.5H_{s\max}$	95	116	129
(ii) $h'=0.6H_{s\max}$	76	139	167	(ii) $h'=0.6H_{s\max}$	105	120	131
(ii) $h'=0.7H_{s\max}$	80	143	169	(ii) $h'=0.7H_{s\max}$	101	119	129
(ii) $h'=0.8H_{s\max}$	79	133	167	(ii) $h'=0.8H_{s\max}$	108	129	136
$\vartheta_2=190^\circ$	$\Delta\vartheta=10^\circ$	$\Delta\vartheta=20^\circ$	$\Delta\vartheta=30^\circ$	$\vartheta_2=140^\circ$	$\Delta\vartheta=10^\circ$	$\Delta\vartheta=20^\circ$	$\Delta\vartheta=30^\circ$
(i)	10	13	15	(i)	28	49	50
(ii) $h'=0.5H_{s\max}$	8	12	14	(ii) $h'=0.5H_{s\max}$	28	39	41
(ii) $h'=0.6H_{s\max}$	8	12	15	(ii) $h'=0.6H_{s\max}$	28	41	43
(ii) $h'=0.7H_{s\max}$	9	13	14	(ii) $h'=0.7H_{s\max}$	28	44	46
(ii) $h'=0.8H_{s\max}$	9	15	15	(ii) $h'=0.8H_{s\max}$	25	42	49
$\vartheta_3=360^\circ$	$\Delta\vartheta=10^\circ$	$\Delta\vartheta=20^\circ$	$\Delta\vartheta=30^\circ$				
(i)	1	1	3				
(ii) $h'=0.5H_{s\max}$	0	3	4				
(ii) $h'=0.6H_{s\max}$	0	4	7				
(ii) $h'=0.7H_{s\max}$	1	7	11				
(ii) $h'=0.8H_{s\max}$	2	10	14				

Table 3. Number of directional storms pertaining to directional sectors $\vartheta_{1,2,3} \pm \Delta\vartheta$, classified by means of criteria 2 (i) and 2 (ii) at HIPOCAS (2)

$\vartheta_1=300^\circ$	$\Delta\vartheta=10^\circ$	$\Delta\vartheta=20^\circ$	$\Delta\vartheta=30^\circ$
(i)	13	22	26
(ii) $h'=0.5H_{s\max}$	15	24	27
(ii) $h'=0.6H_{s\max}$	13	26	27
(ii) $h'=0.7H_{s\max}$	13	26	28
(ii) $h'=0.8H_{s\max}$	13	23	28

Table 5. Number of directional storms pertaining to directional sectors $\vartheta_1 \pm \Delta\vartheta$, classified by means of criteria 2 (i) and 2 (ii) at 46042 buoy (NOAA-NDBC).

A MULTIPLE-NESTING APPROACH FOR A COUPLED WAVE – 3D HYDRODYNAMICS MODEL OF THE TARANTO SEA

Maria Gabriella Gaeta¹, Achilleas G. Samaras¹, Ivan Federico², Renata Archetti³

(1) CIRI – EC, Fluid Dynamics Unit, University of Bologna; (2) CMCC, Euro-Mediterranean Center on Climate Change; (3) DICAM, University of Bologna

KEY POINTS

- *The proposed operational strategy for the development of a multiscale modelling system is based on a multiple – nesting approach and the open-source TELEMAC suite*
- *The case study is performed on the Gulf of Taranto (South Italy), for the area of Mar Grande*
- *The modified model system is validated using field data collected in the Mar Grande basin and the overall agreement is deemed to be satisfactory*

1 INTRODUCTION

The ability to accurately represent hydrodynamics processes in the nearshore are essential for today’s operational applications for coastal planning, decision support and assessment. High resolution modelling offers an extensive range of capabilities regarding simulated conditions, works and practices, as well as providing with a wide array of data regarding nearshore hydrodynamics. Nowadays, predictive operational oceanography takes into account regional, intermediate (mesoscale) and shelf-coastal scales, based on coupled models of wave, current and active tracer dynamics, including interactions with the atmosphere. However, since the above mentioned oceanographic systems do not reach spatial resolutions lower than a few hundred meters, they are not able to take into account typical features of coastal engineering scale, i.e. non-linear processes of wave propagation, interactions with structures, and boundary conditions induced by coastal processes (*Sanchez-Arcilla et al.*, 2014).

In the following, the strategy for the development of a multi-scale modelling system, based on a multiple-nesting approach and open-source numerical models, is presented and implemented focusing - at the highest resolution - on the Sea of Taranto (South Italy), comprising Mar Grande, Mar Piccolo and the adjacent industrial, and considered to be vulnerable and sensitive, due to industrial releases and intense ship traffic.

2 MATERIALS AND METHODS

The proposed multiple – nesting approach is represented in Fig. 1 where the domains of the different models composing the numerical chain are shown. The methodology is based on four levels of downscaling.

(a) The large-scale system for the entire Mediterranean basin (MFS, Mediterranean Forecasting System, e.g. *Pinardi et al.*, 2003; *Pinardi & Coppini*, 2010), developed and operationally maintained by INGV.

(b) The Southern Adriatic Northern Ionian coastal Forecasting System (SANIFS), a coastal-ocean operational system providing short-term forecasts in mesoscale-shelf-coastal waters of Southeastern Italy and built on SHYFEM (*Umgiesser et al.*, 2004). SANIFS is forced through a full nesting with the MFS and OTPS fields, and at the sea surface through atmospheric forcing datasets by COSMO-ME.

(c) The coupled wave-2D hydrodynamics model of the Gulf of Taranto, based on the respective modules of the TELEMAC suite (*Hervouet*, 2007). In its setup, waves are being propagated from the Crotone buoy using the spectral module (TOMAWAC, henceforth denoted as TOM) and wave-induced currents are reproduced using the 2D hydrodynamics module (TELEMAC2D, henceforth denoted as TEL2D). The model is forced by SANIFS (b) as initial/boundary conditions at the offshore boundary and the free surface.

(d) The coupled wave-3D hydrodynamics model of the Taranto Sea, also based on the respective modules of the TELEMAC suite (*Hervouet*, 2007). For the spectral module, the imposed waves at the offshore boundary are extracted from the 2D model of the Gulf of Taranto - (c); for the hydrodynamics module (TELEMAC3D, henceforth denoted as TEL3D), the imposed 3D offshore boundary and surface conditions, as well as the 3D initial conditions, are extracted from SANIFS runs - (b).

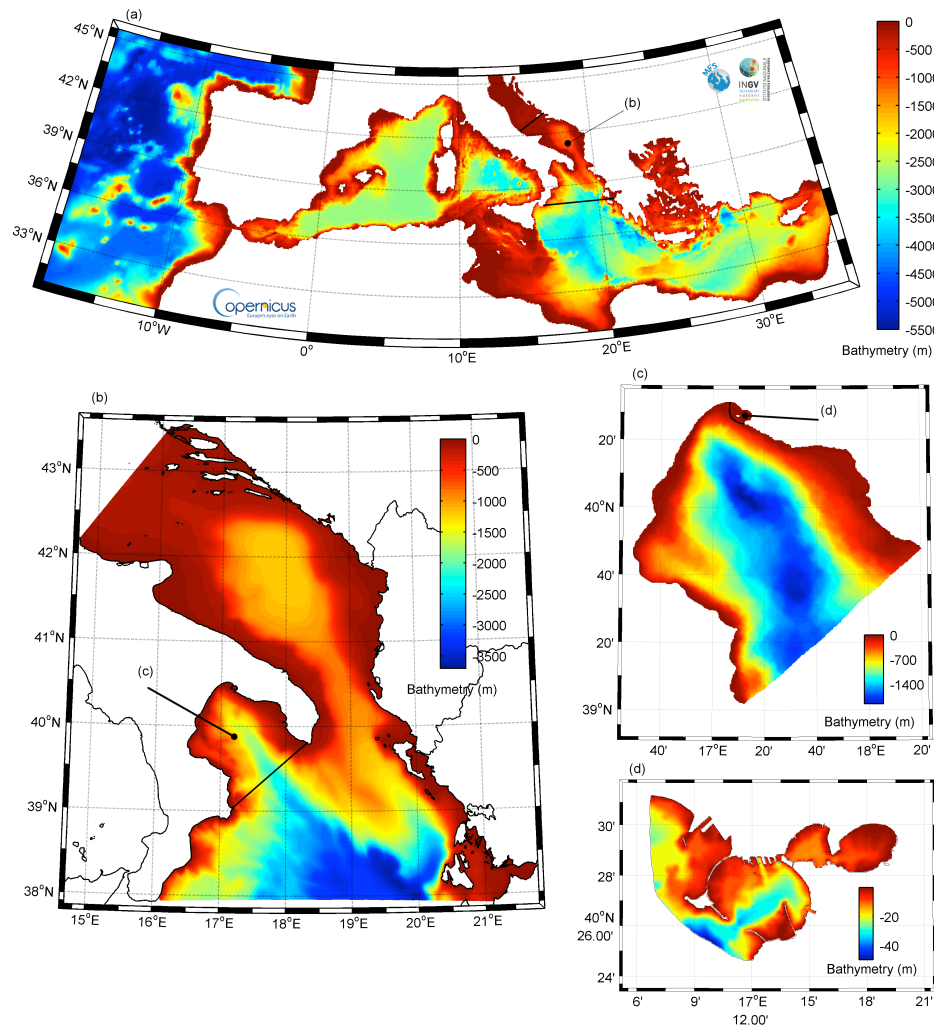


Figure 1. Multiple-nesting approach from the Mediterranean Sea scale with (a) MFS and (b) SANIFS to coastal engineering scale model performed with the TELEMAC suite (c) in 2D for the Gulf of Taranto and (d) in 3D for the Taranto Sea.

The development of the very high-resolution models (c and d) of the proposed downscaling chain is the main object of the present study, as the overall operational strategy. The parallel version of the last released TELEMAC suite was used on a CINECA machine characterized by a Linux Infiniband Cluster architecture. In order to implement the proposed multiple-nesting approach, the authors properly modified each of the aforementioned modules in order for them to be able to read space-varying initial, boundary and surface conditions from the model at the previous level of the numerical chain. Monitoring activities have been performed in the studied area, including an oceanographic cruise campaign (MREA14) in the period 1-10 October 2014, and a monitoring station in Mar Grande (*De Serio & Mossa, 2015*). Information on waves, currents, free surface elevations and environmental variables of the atmosphere and sea are used to calibrate and validate the numerical models, in the following, where the simulated period goes from 3 to 7 October 2014.

3 COUPLED WAVE-3D HYDRODYNAMICS MODEL OF THE TARANTO SEA

3.1 3D model set-up

The model of the Taranto Sea (Fig.1 (d)) is implemented with a horizontal unstructured mesh following mesh-size rules: 100m at the offshore boundary, where each node corresponds to a node of the SANIFS mesh, 50m inside the (liquid) domain, 20m at the coastline. 3D space is represented as a series of 2D

triangular unstructured meshes with 55,399 nodes, at defined levels between the bottom and the free surface. The implemented vertical discretization follows a 17 z-level scheme, following the set-up adopted in SANIFS. The 3D model set-up follows the calibration of the coupled TEL2D+TOM run of the entire Gulf of Taranto (Gaeta *et al.*, 2016): the values of wind drag coefficient and the bottom friction was chosen to achieve a good agreement with the measurements in terms of depth-averaged velocities, free surface elevation and wave height. Waves resulting from the entire Gulf of Taranto run (Fig.1(c)) are imposed on the offshore boundary of the 3D model, extracted and linearly interpolated at each node at each time step of the run. The TOM module is coupled with the 3D hydrodynamics model TEL3D, properly modified in order to account for time – space varying: (i) water elevation, velocities and active tracers along the offshore boundary; and (ii) wind over the entire domain. Initial conditions of water elevation, velocities and tracers are extracted from SANIFS results on the day 3 October 2014 and are imposed at each node of the domain and at each horizontal layer, adopting the procedure described in De Dominicis *et al.* (2013) to interpolate the data on the TELEMAC grid.

3.2 Hydrodynamics results

The capability of the proposed multiple nesting approach and of the implemented models is investigated on the reproduced dynamics of Mar Grande. The vertical profiles (a) and the time series of currents (b) at the point of the Mar Grande station are presented in Fig.2: in both panels, the numerical results from the TEL3D+TOM run are compared with the observations and the SANIFS outputs. The overall agreement of computation is quite good: the vertical profiles of velocity at the Mar Grande station are well captured by the model. Also the daily-averaged values in the period from 5 to 7 October 2014 show a good agreement with observations. with a mean error in the depth-averaged velocity magnitude equal to 24% and 33% for TEL3D+TOM and SANIFS runs, respectively.

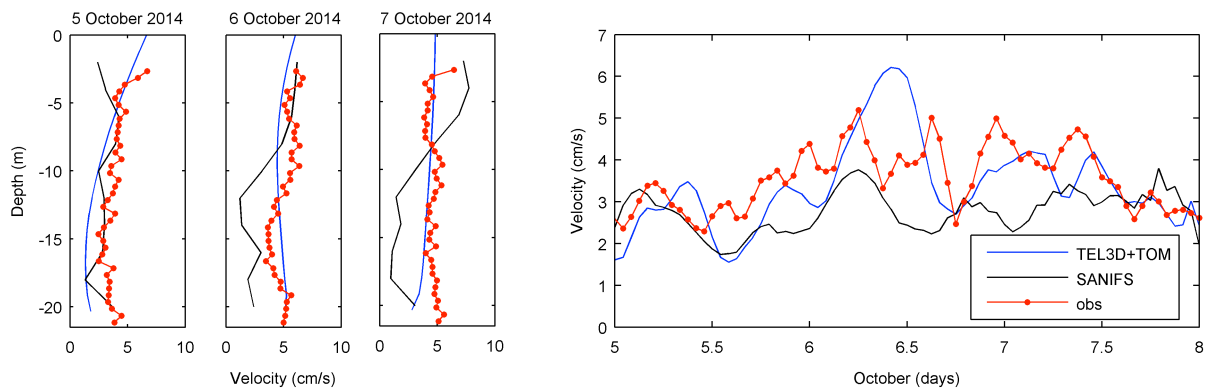


Figure 2. Daily-averaged current profile (a) and time series of depth-averaged velocity at the Mar Grande station: numerical results from the coupled TEL3D+TOM (blue line), SANIFS (black lines) and observations (red line - circle markers).

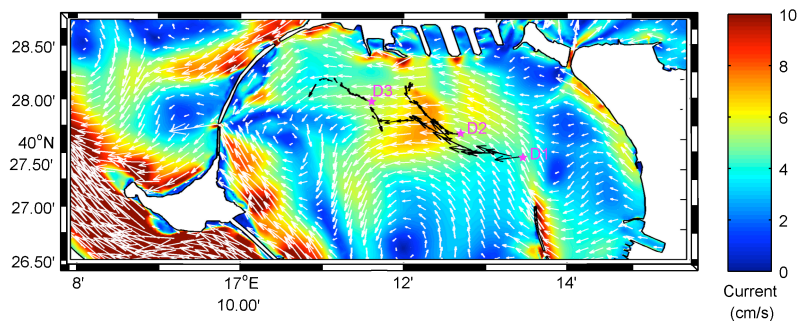


Figure 3. Surface velocity in the area of Mar Grande on 5 October 2014 (average over 10:00 am – 12:00 pm): numerical results from coupled TEL3D+TOM (colormap for the velocity magnitude and white arrows for directions) and drifter routes (black arrows).

In general, the consistent trends of a motion field and circulation is well predicted and reproduced: Figure 3 shows the surface velocity field in the area of Mar Grande where the values represent the first two layers'

depth-averaged (up to -2m of water depth) of the 3D velocity results, and are compared with the observations of the drifter trajectories from MREA14 campaign (black arrows in the figure). The current pattern in the area is adequately captured by the coupled model: the average objects' propagation is estimated to be directed towards around 270°N, except for the drifter D2, moving northwards, while the computed surface velocity is slightly underestimated at the area close to the release point of the drifter D1.

4 CONCLUSIONS

The present work proposes a multiple – nesting methodology for the assessment of nearshore wave dynamics and hydrodynamics, based on a downscaling approach, from oceanographic to coastal engineering scale, and the implementation of open-source TELEMAC numerical models. The aforementioned methodology was applied to the case study of the Taranto Sea, South Italy, a vulnerable and sensitive area including Mar Grande and Mar Piccolo and the adjacent industrial area. Field measurements, available from a recent oceanographic campaign and monitoring stations in Mar Grande, were used to calibrate and validate the TELEMAC models. Nesting regional and local systems based on the coupling of wave propagation and circulation modules have been used to propagate waves from the offshore boundary of the Gulf of Taranto to the nearshore. A coupled wave – 3D hydrodynamics model of the Taranto Sea was applied to investigate the dynamics of the area of Mar Grande, focusing, in particular, on current trajectories and intensity. The consistent trends of the current field and circulation are well reproduced with the development of a small cyclonic pattern at the surface, in accordance to the observed trajectories of the drifters. The intercomparison with SANIFS results in terms of current profiles at Mar Grande station shows an overall satisfactory agreement with the observations and is deemed to provide useful insights on implemented model features.

The results highlight the capabilities of the proposed multiple-nesting approach to comply with the observed sea conditions at coastal-harbour scale, considered to be essential for a wide range of coastal engineering and management purposes. Overall, the methodology is deemed to be of general interest for ocean and coastal modellers involved in (i) the development of procedures for nesting high-resolution models to general circulation models of regional/sub-regional scale; (ii) the adaptation of coastal models to platforms of operational oceanography; (iii) the implementation of the above to coastal planning and design.

ACKNOWLEDGMENTS

This work was funded in the framework of the Italian Flagship Project “TESSA – Development of Technologies for the Situational Sea Awareness” supported by the PON01_02823/2. The authors would like to thank Prof. Michele Mossa from the Technical University of Bari and CNR-ISMAR for providing field data at the Mar Grande station and from the oceanographic campaign respectively.

REFERENCES

- De Dominicis, M., Pinardi, N., Zodiatis, G., & Lardner, R. MEDSLIK-II, a Lagrangian marine surface oil spill model for short-term forecasting-Part I: Theory, *Geoscientific Model Development*, 6 (6), 1851-1869, 2013.
- De Serio, F., & Mossa, M. Environmental monitoring in the Mar Grande basin (Ionian Sea, Southern Italy), *Environ Sci Pollut Res*, 2015.
- Gaeta, M.G., Samaras, A.G., Federico, I., & Archetti, R. A coupled wave – 3D hydrodynamics model of the Taranto Sea (Italy): a multiple-nesting approach, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci. Discuss.*, submitted 2016.
- Hervouet, J.-M. *Hydrodynamics of free surface flows: modelling with the finite element method*, John Wiley & Sons, Ltd, pp. 360 , 2007.
- Pinardi, N., Allen, I., Demirov, E., De Mey, P., Korres, G., Lascaratos, A., Le Traon, P.-Y., Maillard, C., Manzella, G., & Tziavos, C. The Mediterranean ocean forecasting system: First phase of implementation (1998-2001), *Annales Geophysicae, Annales Geophysicae, European Geosciences Union*, 21 (1), pp.3-20, 2003.
- Pinardi, N., & Coppini, G. Operational oceanography in the Mediterranean Sea: the second stage of development, *Ocean Sci.*, 6, 263-267, 2010.
- Sánchez-Arcilla, A., Wolf, J., & Monbaliu, J. Oceanography at coastal scales: Introduction to the special issue on results from the EU FP7 FIELD_AC project, *Continental Shelf Research*, 87, 1-6, 2014.
- Umgiesser, G., Canu, D.M., Cucco, A., & Solidoro, C. A finite element model for the Venice Lagoon. Development, set up, calibration and validation, *J. Marine Systems*, 51 (1-4 spec. iss.), 123-145, 2004.

CONDIZIONI AL CONTORNO DI RIVA MORFODINAMICHE: ALCUNI ASPETTI DELLA METODOLOGIA DI VALIDAZIONE

Eleonora Perugini¹, Matteo Postacchini¹ & Maurizio Brocchini¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura, Università Politecnica delle Marche

ASPETTI CHIAVE

- Validazione delle condizioni di riva morfodinamiche mediante analisi di dati sperimentali di laboratorio
- Valutazione teorica del sistema di riferimento da utilizzare, ricostruzione della linea di riva e individuazione della shoreline media
- Stima accurata del trasporto di sedimenti nella swash zone

1 INTRODUZIONE

Il crescente interesse che si è avuto negli ultimi decenni per una più approfondita conoscenza dei processi idrodinamici e morfodinamici che avvengono vicino alla costa, ha portato allo sviluppo di modelli matematici mediati sulle onde corte (“wave-averaged”). Tali modelli non sempre tengono in considerazione la dinamica della zona di battigia (“swash”), dove le onde raggiungono la spiaggia, producendo l’oscillazione della linea di riva (“shoreline”). Solo recentemente, una serie di studi ha proposto di risolvere questo problema attraverso la definizione di Condizioni al Contorno di Riva (SBC - “Shoreline Boundary Conditions”), ottenute dall’integrazione delle equazioni non lineari delle acque basse (NSWE - “Nonlinear Shallow Water Equations”) all’interno della zona di battigia.

Una prima modellazione idrodinamica della zona di swash è stata affrontata da *Brocchini & Peregrine* (1996), i quali hanno dimostrato la necessità di definire correttamente una linea di riva media (“shoreline media”), identificata con l’involuppo dei minimi run-down.

Una naturale estensione dei modelli mediati sulle onde corte mira ad integrare le questioni idrodinamiche con i problemi di carattere morfodinamico e a questo scopo la ricerca si concentra sull’applicazione di equazioni di trasporto dei sedimenti, come l’equazione di Exner.

Un primo sviluppo di opportune Condizioni al Contorno di Riva Morfodinamiche (MSBC - “Morphodynamic Shoreline Boundary Conditions”), che forniscono un adeguato modello dei processi morfologici nella zona di swash, è stato proposto da *Falchetti et al.* (2008). Essi, partendo proprio dall’equazione di Exner, giungono a definire la seguente espressione:

$$-(1-p) \left[\frac{\partial V_s}{\partial t} - \frac{dx_s}{dt} \eta(x_s) + \frac{dx_l}{dt} \eta(x_l) \right] = q_x(x_s) - q_x(x_l) - \varepsilon \left[\frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{dx_l}{dt} q_y(x_l) - \frac{dx_s}{dt} q_y(x_s) \right] \quad (1)$$

dove η è l’altezza del fondale marino rispetto ad un riferimento iniziale, q_x e q_y sono, rispettivamente, le portate dei sedimenti in direzione perpendicolare e parallela alla costa, p è la porosità dei sedimenti, V_s il volume dei sedimenti all’interno della zona swash, Q_y il flusso longitudinale integrato nella zona di swash, x_s e x_l le posizioni di massimo run-up e minimo run-down, rispettivamente (si veda Figura 2).

Mentre le Condizioni al Contorno di Riva Idrodinamiche (HSBC - “Hydrodynamic Shoreline Boundary Conditions”) sono un mezzo teorico ormai consolidato e validato, le MSBCs richiedono ancora analisi teoriche e validazioni sperimentali. Una prima validazione è stata affrontata da *Brocchini & Postacchini* (2015) sulla base di dati sperimentali disponibili.

La validazione eseguita attraverso il confronto con dati sperimentali, comporta delle difficoltà nella definizione operativa delle grandezze da utilizzare. Di seguito saranno analizzati alcuni aspetti critici emersi nell’ambito della suddetta validazione.

Per i fini della seguente trattazione, l’equazione (1) può essere semplificata come segue:

$$\underbrace{(1-p) \left[\frac{\partial V_s}{\partial t} - \frac{dx_s}{dt} \eta(x_s) + \frac{dx_l}{dt} \eta(x_l) \right]}_{LHS} = \underbrace{q_x(x_l)}_{RHS} \quad (2)$$

2 DATI SPERIMENTALI

La validazione delle MSBCs è eseguita utilizzando i dati raccolti durante l'esecuzione di prove sperimentali effettuate nel canale per onde CIEM (Canal d'Investigació i Experimentació Marítima) del Laboratori d'Enginyeria Marítima (LIM) dell'Universitat Politècnica de Catalunya (UPC, Barcellona). I test sono stati condotti nel 2012 nell'ambito del progetto EU Hydralab IV CoSSedM (Alsina *et al.*, 2014).

Il canale utilizzato è mostrato in Figura 1 e in esso è stata collocata una spiaggia di sabbia ben gradata, inizialmente caratterizzata da una pendenza costante (1:15). Il sistema di riferimento è posto in corrispondenza del generatore di onde e, nello specifico, la coordinata x è positiva verso riva mentre la coordinata z è positiva verso l'alto e ha lo zero posto in corrispondenza dello "still water level".

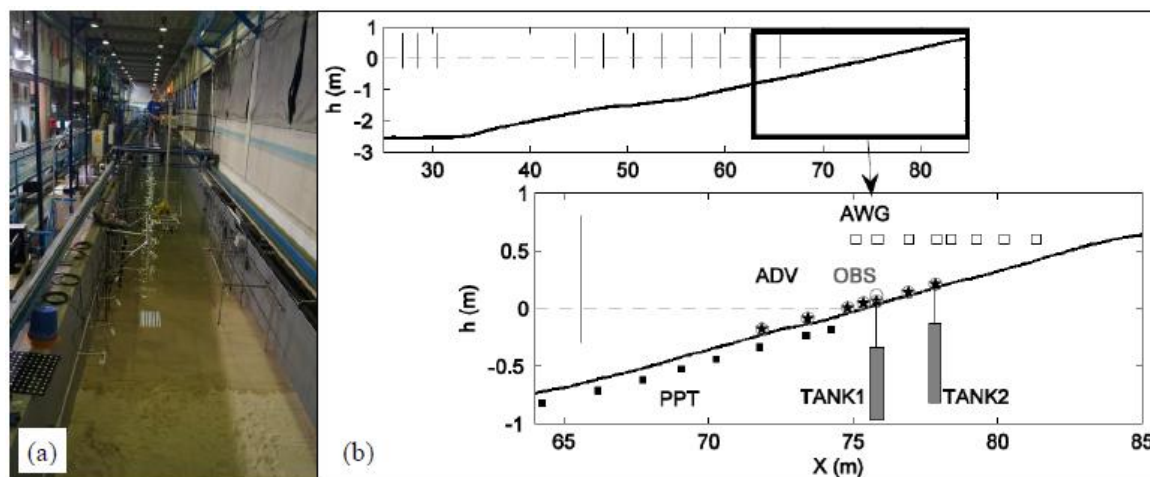


Figura 1. (a) Il canale per onde CIEM-UPC. (b) Schema della spiaggia e disposizione della strumentazione nella sua zona terminale: WG (\square); PPT (\blacksquare); ADV (\ast); OBS (\circ); TANK1/TANK2 (vertical bars). (Adattamento da Alsina *et al.*, 2014).

Con lo scopo di caratterizzare l'idro-morfodinamica della zona di swash, il canale è stato equipaggiato con diverse strumentazioni per tutta la sua lunghezza, ponendo particolare attenzione alla zona terminale che rappresenta la fascia nearshore del modello fisico (zone di surf e di swash).

La morfodinamica della spiaggia è stata, quindi, soggetta a vari treni d'onda. Nello specifico sono state originate nove condizioni d'onda bicromatica, divise in sei serie erosive e tre accrescitive. Le diverse condizioni sono state progettate per avere lo stesso contenuto spettrale totale di energia in tutte le prove.

L'evoluzione del fondale e le dinamiche della zona di swash, che si realizzano a causa di queste forzanti idrauliche, sono state monitorate rilevando specifiche proprietà come il livello della superficie liquida, i campi di velocità e la concentrazione di sedimenti.

La strumentazione utilizzata è schematizzata in Figura 1b. L'elevazione della superficie libera lungo il canale è stata misurata tramite Pore Pressure Transducers (PPT) e Resistive Wave Gauges (WG), mentre le quote della superficie libera e del fondale sabbioso, nelle zone di surf e di swash, sono state rilevate con Acoustic Wave Gauges (AWG). La velocità del flusso è stata misurata per mezzo di Acoustic Doppler Velocimeters (ADV) e la concentrazione di sedimenti usando Optical Backscatter Sensors (OBS). Queste ultime due tipologie di strumenti sono disposte nelle medesime sezioni così da poter calcolare in modo appropriato la portata solida. È stata, inoltre, misurata l'elevazione del profilo della spiaggia, all'inizio e al termine di ogni esperimento. I dati derivanti dalle sonde sono stati raccolti sotto forma di serie temporali.

Per la validazione in esame i dati elaborati fanno riferimento ad un'onda bicromatica di tipo erosivo.

3 DEFINIZIONE DEGLI ESTREMI DELLA LINEA DI RIVA

Grazie alla definizione integrale delle proprietà della zona di swash, è possibile definire l'intera dinamica della zona suddetta attraverso la sola conoscenza delle quantità del flusso in corrispondenza della shoreline

media (Brocchini & Peregrine, 1996). È, quindi, di prioritaria importanza definire in maniera appropriata questo limite per scrivere correttamente la condizione al contorno (2).

Operativamente, la posizione della linea di riva istantanea (x_s) è stata determinata come l'intersezione della superficie dell'acqua con il profilo della spiaggia, ad ogni istante temporale, mentre la shoreline media come l'involuppo dei minimi della funzione x_s (si veda la Figura 2).

Purtroppo, non è facile dedurre l'andamento della linea di riva, in quanto la sperimentazione non fornisce la forma del fondale ad ogni istante, né è possibile definire a priori se i sensori che rilevano l'elevazione della superficie libera stiano realmente misurando l'acqua o il fondo.

In particolare, il profilo della superficie libera è stato ottenuto estraendo le serie temporali dai dati raccolti dalle apparecchiature AWG disposte lungo il canale e, successivamente, interpolando nelle zone di swash e di surf. Dal momento che i dati possono essere riferiti sia all'elevazione dell'acqua che a quella della sabbia, è necessario modificare la pendenza dell'ultimo tratto verso riva del profilo della superficie libera perché, diversamente, seguirebbe la pendenza del fondo.

La ricostruzione del fondale è, invece, di più complessa interpretazione ed è stato possibile ottenerla soltanto analizzando gli istanti in cui gli AWG rilevavano la sabbia. Dall'andamento delle serie temporali di questi strumenti, è possibile notare come i sensori disposti più verso terra rilevano periodicamente valori quasi costanti che possono essere, quindi, associati alla quota del fondo. Si sono, perciò, estratte le elevazioni note e si è ipotizzato che durante l'evento di swash il letto sommerso rimanga costante e uguale all'altezza che ha immediatamente prima o dopo l'evento stesso.

La difficoltà nell'individuazione di x_l risiede, invece, nel fatto che in prima analisi sono stati definiti tutti i punti di minimo della curva x_s , relativi e assoluti. I minimi locali sono dovuti alle onde che arrivano mentre un evento di swash non si è ancora concluso (Figura 2b). Per ovviare a questo problema sono state valutate diverse soluzioni operative fino a definire un procedimento che, attraverso l'utilizzo di una finestra temporale, permette di individuare i soli punti di minimo relativi agli estremi di ogni evento di swash. I punti così ottenuti sono stati interpolati per determinarne l'involuppo. Un'ulteriore controllo da fare è che l'involuppo dei minimi run-down non intercetti la shoreline istantanea, altrimenti si andrebbe erroneamente a definire le proprietà del fluido all'interno di una zona asciutta, per alcuni intervalli temporali. A questo scopo viene eseguita una opportuna traslazione verso il basso dell'intero involucro, cioè verso il mare aperto.

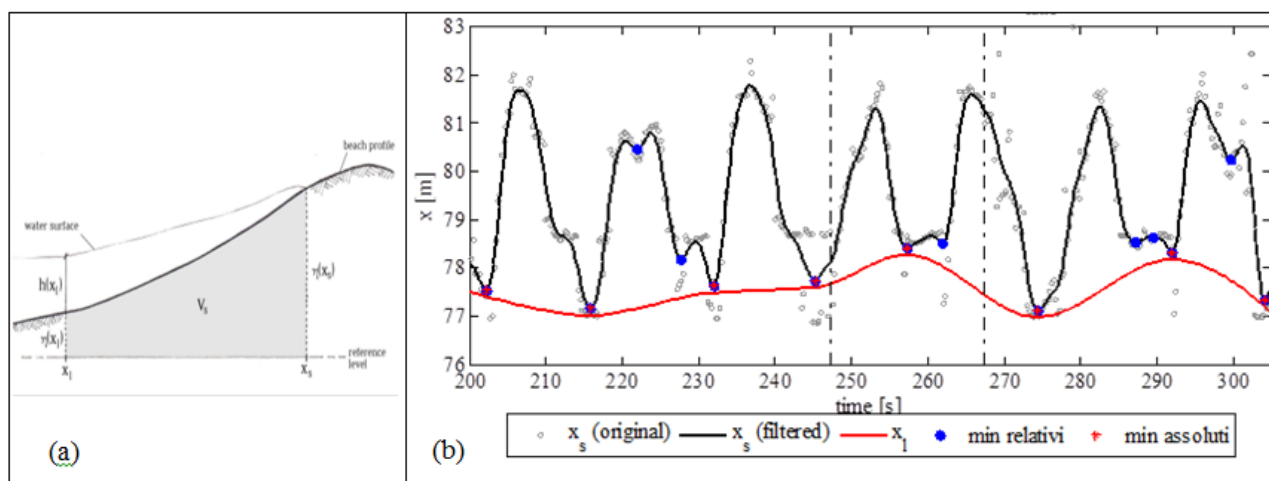


Figura 2. (a) Schema rappresentativo delle proprietà geometriche riportate nell'equazione (1). (b) Serie temporale della shoreline originale stimata (punti grigi), della shoreline istantanea filtrata x_s (linea nera continua) e della shoreline media x_l (linea rossa continua). Valori di minimo run-down ricavati in prima analisi (punti blu) e stimati (asterischi rossi) dopo l'elaborazione effettuata mediante l'uso della finestra temporale (regione compresa tra le due linee verticali tratteggiate).

4 DISTRIBUZIONE VERTICALE DELLA VELOCITÀ E DELLA CONCENTRAZIONE

Il termine di destra della (2), RHS, coincide con il flusso dei sedimenti in direzione perpendicolare alla costa e può essere determinato come il prodotto tra la velocità di flusso e la concentrazione dei sedimenti in

sospensione, entrambi calcolati in corrispondenza di x_l , e ulteriormente moltiplicati per l'altezza della colonna d'acqua nella medesima sezione. In prima analisi, la velocità e la concentrazione erano entrambe calcolate come interpolazione lineare dei dati rilevati dai sensori OBS e ADV ammettendo, quindi, che tali grandezze avessero una distribuzione uniforme lungo tutta la colonna d'acqua. Questo, però, non corrisponde alla reale forma dei rispettivi profili verticali. In più, i valori rilevati dai sensori non possono essere considerati rappresentativi dell'intera colonna d'acqua non essendo valori medi, ma puntualmente calcolati ad una certa quota dal fondo. Si sono, quindi, calcolate le distribuzioni verticali di velocità e concentrazione basandosi su formulazioni di letteratura e utilizzando i dati misurati dai sensori come valori noti per la taratura di tali profili teorici. Questo porta ad una scrittura integrale della portata solida. Per quanto concerne il calcolo della distribuzione verticale della velocità, si è utilizzata la classica forma logaritmica, mentre per la ricostruzione del profilo verticale della concentrazione è stata usata l'equazione di Rouse (1937).

Una più accurata descrizione di RHS non comporta comunque un netto miglioramento dei risultati della validazione, perché le incertezze maggiori risiedono in realtà nel calcolo dei termini a sinistra della (2).

5 IL SISTEMA DI RIFERIMENTO

Le quantità di sinistra dell'equazione (2), LHS, dipendono dalla scelta del sistema di riferimento, ma si può dimostrare che, considerando un sistema di riferimento rettilineo, esse risultano invarianti rispetto a qualsiasi rototraslazione. Operativamente ciò implica la correttezza dell'utilizzo dello s.w.l. come quota di riferimento. Non è, invece, esatto riferirsi al profilo iniziale, approssimabile come una serie di spezzate, in quanto si dimostra analiticamente che il suo impiego, sotto particolari condizioni, porta alla nascita di termini aggiuntivi.

Si consideri il profilo del fondale all'interno della zona di swash, ossia tra x_l e x_s , ad un certo istante t_0 . Ad un istante successivo, t_1 , il fondale avrà subito una variazione e anche le posizioni di x_s e x_l saranno variate. Calcolando LHS in maniera discretizzata, per trattare il problema in termini di differenze finite e intervalli temporali, si nota che l'uso di un sistema di riferimento composto da una serie di spezzate comporta la generazione di un termine aggiuntivo. In generale, questo si semplifica, validando così l'ipotesi dell'invarianza del termine LHS, ma se il cambio di pendenza del sistema di riferimento avviene fuori dalla zona di swash iniziale, tale termine aggiuntivo non può più essere eliso. Poiché, utilizzando come sistema di riferimento il profilo iniziale, quest'ultima condizione si verifica frequentemente, è opportuno calcolare i termini della Condizione al Contorno con un sistema di riferimento a pendenza unica, ad esempio lo "still water level".

6 CONCLUSIONI

Si sono analizzati alcuni aspetti critici per la validazione delle Condizioni al Contorno di Riva Morfodinamiche. Si è: 1) chiarita la necessità di riferire le variabili ad un retta piuttosto che al profilo iniziale del fondo, 2) compreso il ruolo dominante degli errori nel calcolo di LHS piuttosto che di RHS, 3) compresa la necessità di migliorare l'estrapolazione della shoreline istantanea dai dati sperimentali, 4) compresa l'opportunità di utilizzare dei "dati di controllo", ad esempio provenienti da simulazioni numeriche, per stimare il peso relativo dei contributi (ed errori) all'equazione semplificata delle MSBCs.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Alsina, J.M., Caceres, I., van der Zanden, J., Ribberink, J.S. & Baldock, T. Large scale experiments on beach evolution induced by bichromatic wave groups with varying group period, *Coastal Engineering Proceedings*, vol. 1, no. 34, 2014.
- Brocchini, M. & Peregrine, D.H. Integral flow properties of the swash zone and averaging, *Journal of Fluid Mechanics*, vol. 317, pp. 241-273. Cambridge University Press, 1996.
- Brocchini, M. & Postacchini, M. Morphodynamic Shoreline Boundary Conditions: a preliminary validation from laboratory experiments, *Proceedings of the 25th International Offshore and Polar Engineering Conference*, pp. 1279-1285, 2015.
- Falchetti, S., Brocchini, M. & Conley, D.C. Morphodynamics shoreline boundary conditions: a preliminary evaluation at prototype scale, *Proc. 31st International Conference of Coastal Engineering*, pp. 1473-1485, 2008.
- Rouse, H. Modern conceptions of the mechanics or fluid turbulence, *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. 102, no. 1, pp. 463-505, 1937.

COASTLINE MONITORING: EXPERIENCES IN APULIA REGION

Nico Valentini ¹, Matteo Gianluca Molfetta ¹, Nicola Palumbo ², Roberto Francioso ², Luigi Pratola ¹, Alessandra Saponieri ¹, Maria Francesco Bruno ¹, Leonardo Damiani ¹ & Antonio Rosario Di Santo ²

(1) DICATECh, Politecnico di Bari; (2) Autorità di Bacino della Puglia (AdBP)

KEY POINTS

- Calibration of a new coastal monitoring system developed, including visible and thermal sensors.
- Interface useful for consultation and downloading different type of images and coastal parameters products.
- Validation of new procedures for long-term completely automatic coastal video analysis.

1 COASTAL VIDEO MONITORING SYSTEM DESCRIPTION

Digital imagery is a powerful datasource for coastal monitoring and research. The multitude and resolution of images constitute a typical long-term imagery datasets that provide details on the current state and evolution of coastal zones. Important features as shoreline location, intertidal bathymetry, bar crest elevation, etc., could be achieved by processing digital images (Archetti & Romagnoli, 2011; Jiménez et al., 2007). ARGUS has developed through years an affordable commercial system for coastal nearshore environment sampling and analysis. Many tools are currently available for this system, affecting image geometry, bathymetry and wave analysis (Holland et al., 1997; Holman & Stanley, 2007).

This work aims to describe a new Coastal Video Monitoring System. Some innovative methods and algorithms have been implemented to obtain, by means of completely automatic procedures (quasi-real time), geo-rectified images, shoreline detection, shoreline distance from baseline, and beach slopes starting from coastal optical and thermal perspective images. A web interface for products consultation and real time analysis computation completes the system. The research has been conducted in strict cooperation with the Basin Authority of Apulia Region (AdBP), who purchased and installed the equipment in developing the project "Monitoring of weather and sea dynamics for the coastline erosion control", funded by the Apulia Region within the ERDF Operational Programme 2007 – 2013 (Autorità di Bacino della Puglia, 2016). Two coastal sites - Torre Canne (TC) and Torre Lapillo (TL) - have been chosen, among those of AdBP interest, in order to start gathering long-term remote sensed data, and hence, detailed information about the evolution of erosion processes. TC system is constituted by one thermal (Axis Q1931-e) and one visible camera (Axis Q1765-le), while TL system only includes a couple of identical visible cameras (Axis Q1765-le). On TC site, the two sensors installation coordinates are approximately: Lat=40.8309°; Long=17.4740°; orthogonal height 23.4 m. Both instruments stare at NNW direction, with a Field of View (FoV) of 59.5° for visible camera and of 10° for thermal one. On TL site, the two sensors, installed at approximately Lat=40.2816°, Long=17.6852°, and orthogonal eight of 7.5 m, stare at NW direction, with FoV of 51.6° and SE directions, with 56.2°, respectively. The visible sensors have been calibrated in order to estimate internal parameters (focal length, principal points, distortions with radial at 6° order and tangential components) by using ordinary chessboard (Bouguet, 2004; Holland et al., 1997; Wolf & Dewitt, 2000; Zhang, 2000). For calibration of thermal camera chessboard has been suitably modified by replacing white paper squares with aluminum squares, so as to exploit different reflectivity between two materials and to simplify their identification by the camera (Engström et al., 2013). The averaged error of point's re-projection has resulted less than 0.5 pixels. External calibration process has been performed practically adopting Ground Control Points (GCPs) made by alternating aluminum taped and paper by 4 squares chessboard, over steady plane polystyrene base (100 cm²). Iterative method based on Levenberg-Marquardt optimization method has been used for 3D-2D object-pose finding. Open-cv libraries (Bradski & Kaehler, 2008) and python scripting have been used for both calibrations.

The system, designed to provide to the user of a dedicated web portal, in a simple and almost fully automatic way, a large amount of data on the coastal stretch under investigation useful for planning activities, erosion control strategies, storm-induced vulnerability assessment, etc. It collects half-hourly three main products: *Snapshot*, time-averaged images (*Timex*), obtained using 10 minutes full-HD video-buffer ($f = 1Hz$), and *Standard deviation* images, obtained with identical sampling time as *Timex*. It is able to collect video recordings with $fps \leq 25$, useful for time-stack collection, and run-up measurements. The thermal sensor

will be used for some main purposes: testing the efficacy of the visible camera in shoreline detection and comparing results, calibration of method for classification of the beach areas, sediment sources evaluation, and image processing at night-light hours (guaranteeing continuously measurements during severe storm and/or extreme events).

Real sea levels, recorded at the nearest tide gauges, located respectively, in Brindisi and Porto Cesareo (<http://simopadb.dyndns.org/web/simop/misure>), held by AdBP, are being used for geo-rectification procedures. Hence, in order to avoid the use of such raw data “as they are”, not yet validated, a real-time filter is being implemented which mainly include: standard filter for setting tolerance limit values between successive measurements, spike filtering, using spline test adaptation applied over the measurements extracted using 16 hours temporal window, centered on the investigated time interval and threshold values filtering, according to the analysis of the validated time series (pluriannual) (Bruno et al., 2014; Canesso et al., 2012).

Fig. 1 shows the first testing interface graphics, with the different consultation levels. From left to right, up to bottom: the “*Current images*” layer shows the rendering of last images, per different type, acquired at each sites and cameras, “*Images report*” allows user selection of the interval and monitoring period extremes for thumb nailing images, “*Shoreline map*” permits 2-D mapping of shorelines (dotted line) to be plotted over the geo-rectified image, “*Shoreline Transect analysis*” layer where user is able to plot over time beach extension choosing a predefined transect. The system allows at last user, to download all the database images and products (shoreline shapefiles, distances from baseline, etc.). The system web interface will soon be available and usable by the SIMOP web portal (<http://simopadb.dyndns.org/web/simop>) connected to the AdBP website.

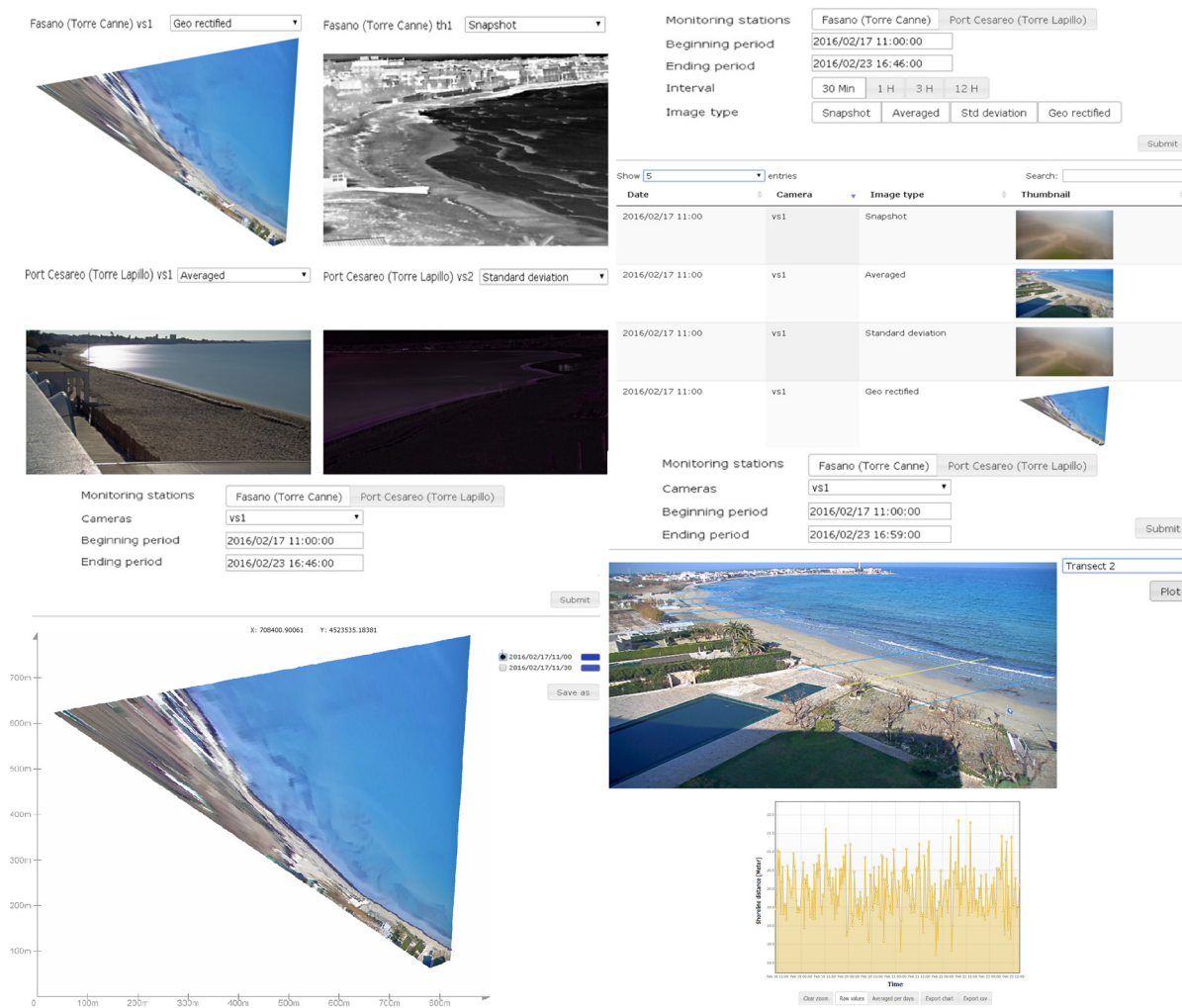


Figure 1. From left to right, up to bottom: the “*Current images*” layer shows the rendering of last images, per different type, acquired at each sites and cameras; “*Images report*” allows user selection of the interval and monitoring period extremes for thumb nailing images; “*Shoreline map*” permits 2-D mapping of shorelines (dotted line) to be plotted over the geo-rectified image, “*Shoreline Transect analysis*” layer where user is able to plot over time beach extension choosing a predefined transect.

2 SHORELINE DETECTION ALGORITHM

A database of RGB oblique Timex (1 min interval) images, has been used for calibrating the shoreline detection algorithm implemented in the new system, derived from a coastal video-monitoring campaign, dating back 2006-2009, in Alimini (Italy) (Damiani & Molfetta, 2008). These new implemented procedures overcome typical region of interest (ROI) issues (Aarninkhof, 2003; Osorio et al., 2012).

A computing performing environment to apply filtering techniques, Fiji (Schindelin et al., 2012), has been used, in order to pre-process images, for contrast enhancement, selective median filtering, sech-like exponential edge-preserving smothering (Thévenaz et al., 2012) applied on “L” and “b” separately channels of CIE-Lab color space. This stage has been implemented on a MATLAB-Java interface (Valentini, 2015).

The theory of posterior *Probability of a boundary* $Pb(x, y, \theta)$ has been used for the aim of statistical weighting of boundaries over the image frame. A multiscale Pb detector (mPb), by combining 3 scales of the oriented gradients signals using four channels separately (CIE-Lab and texture channels) and 8 equally spaced orientation, has been implemented. Weights parameters of mPb , originally introduced in (Arbelaez, 2005), are learned by using logistic regression in (Martin et al., 2004) and by gradient ascend on the F-measure based on ground truth segmented images in (Arbelaez et al., 2011). A sensitivity analysis on the weights of mPb , has been conducted in order to enhance the shoreline occurrence (Morris, 1991), using manually validated shorelines for different condition. Spectral graph theory (Spielman, 2007) has been used to define the affinity matrix $D_{ii} = \sum_j W_{ij}$; the combination of each eigenvectors of the system $(D - W) * c = \lambda Dc$, where $W_{i,j} = \exp(-\max_{p \in I_j} [mPb(p)/\rho])$, $\rho = \text{constant}$; at several orientation, θ (Arbelaez et al., 2011), convolved with Gaussian derivative filters, defines the spectral probability of boundary (sPb) detector.

Hence, the global probability boundary detector, eq. (1) (Arbelaez et al., 2011):

$$gPb(x, y, \theta) = mPb(x, y, \theta) + \gamma * sPb(x, y, \theta) = \sum_s \sum_i \beta_{i,s} G_{i,\sigma(i,s)}(x, y, \theta) + \sum_{k=1}^n \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \nabla_{\theta} c_k(x, y) \quad (1)$$

has been calculated, and also the weights, by using a similar sensitivity analysis performed on weights of mPb and sPb .

Then, a three-stage segmentation approach has been applied. A hierarchical segmentation has been constructed, based on the gPb contours, which make use of image partitioning based on a modified oriented watershed transform (Arbelaez et al., 2009). The *Ultrametric Contour Map (UCM)* is finalized using a graph-based region merging method, as in Arbelaez et al. (2011), and defined as a real-valued image by weighting each boundary by its scale of disappearance. A seed-based constrained segmentation process (Arbeláez & Cohen, 2008) has been then applied, where a particular front propagation algorithm (Dijkstra, 1959; Sethian, 2003) and Voronoi Tessellation method, which allows timex frames segmentation by three labels ([sky, sand, sea]), based on three pixel seeds (small areas) which do not change over monitoring time period.

Finally, in order to include intertidal bars boundaries' waterlines and validate the segmentation results, color (CIE-Lab) properties of *UCM* segments have been investigated, constraining mainly overall pixel-areas and distance from the opposite labeling segments (sky and sand regions). So, in order to detect similarity with respect to the seeds pixel areas, L and b channels normalized differences, for low and high lighting conditions, respectively, have been chosen for calibrating this final stage (Valentini, 2015). The boundary between sand and sea is, has been therefore extracted with pixel accuracy. This model has been validated by using the Timex rectified images from Alimini database, and defining manually mapped shorelines. Using the cross-shore distance from a baseline, the manually measured compared to automatically calculated data, for one of the two cameras, installed at that time, shows a margin of error $\mu \pm \sigma = 2.1$ pixels and correlation coefficient $R^2\% = 92$, for two periods, 8 days long, during April 2006 and October 2007. Data return rates of this study validation is 96%.

On Fig. 2, an example from the validation database shows the (a) original image, (b) segmentation result, (c) shoreline detected.

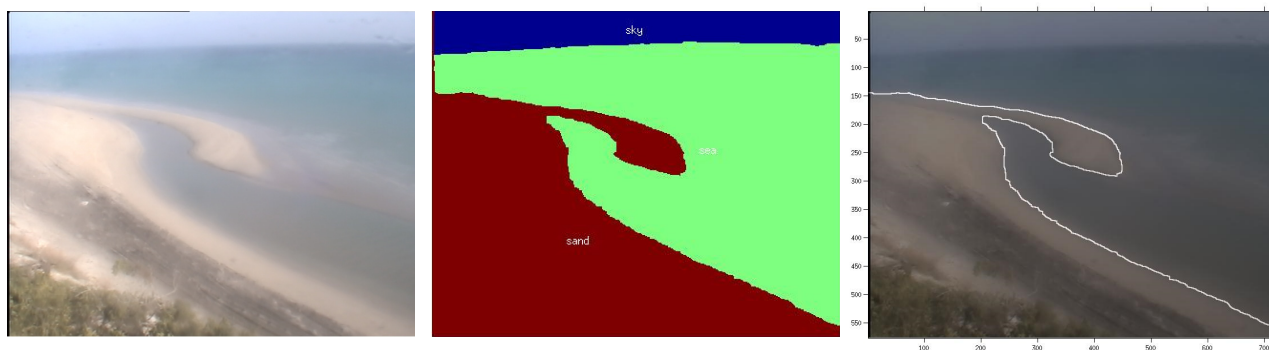


Figure 2(a) Original, averaged image; (b) Result of segmentation algorithm application; (c) Shoreline detected

REFERENCES

- Aarninkhof, S. G. J. (2003). Nearshore bathymetry derived from video imagery: TU Delft, Delft University of Technology.
- Arbelaez, P. (2005). Une approche metrique pour la segmentation d'images. (Ph.D. Dissertation Ph.D. Dissertation), CEREMADE, Universite PARIS-Dauphine.
- Arbeláez, P., & Cohen, L. (2008). Constrained image segmentation from hierarchical boundaries. Paper presented at the Computer Vision and Pattern Recognition, 2008. CVPR 2008. IEEE Conference on.
- Arbelaez, P., Maire, M., Fowlkes, C., & Malik, J. (2009). From contours to regions: An empirical evaluation. Paper presented at the Computer Vision and Pattern Recognition, 2009. CVPR 2009. IEEE Conference on.
- Arbelaez, P., Maire, M., Fowlkes, C., & Malik, J. (2011). Contour detection and hierarchical image segmentation. *Pattern Analysis and Machine Intelligence, IEEE Transactions on*, 33(5), 898-916.
- Archetti, R., & Romagnoli, C. (2011). Analysis of the effects of different storm events on shoreline dynamics of an artificially embayed beach. *Earth Surface Processes and Landforms*, 36(11), 1449-1463.
- Autorità di Bacino della Puglia (2016). Convenzione tra Regione Puglia e AdB Puglia "Monitoraggio delle dinamiche meteo-marine di controllo dei fenomeni di erosione delle coste", nell'ambito del PO-FESR 2017-2013 della Regione Puglia.
- Bouguet, J.-Y. (2004). Camera calibration toolbox for matlab.
- Bradski, G., & Kaehler, A. (2008). *Learning OpenCV: Computer vision with the OpenCV library*: " O'Reilly Media, Inc."
- Bruno, M., Molfetta, M., & Petrillo, A. (2014). The influence of interannual variability of mean sea level in the Adriatic Sea on extreme values. *Journal of Coastal Research*, 70(sp1), 241-246.
- Canesso, D., Cordella, M., & Arena, G. (2012). *Manuale di mareografia e linee guida per i processi di validazione dei dati mareografici*: ISPRA, Manuali e Linee guida.
- Damiani, L., & Molfetta, M. G. (2008). A video based technique for shoreline monitoring in alimini (LE). Paper presented at the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection, Bari, IT.
- Dijkstra, E. W. (1959). A note on two problems in connexion with graphs. *Numerische mathematik*, 1(1), 269-271.
- Engström, P., Larsson, H., & Rydell, J. (2013). Geometric calibration of thermal cameras. Paper presented at the SPIE Security+ Defence.
- Holland, K. T., Holman, R. A., Lippmann, T. C., Stanley, J., & Plant, N. (1997). Practical use of video imagery in nearshore oceanographic field studies. *Ieee Journal of Oceanic Engineering*, 22(1), 81-92.
- Holman, R. A., & Stanley, J. (2007). The history and technical capabilities of Argus. *Coastal Engineering*, 54(6-7), 477-491.
- Jiménez, J., Osorio, A., Marino-Tapia, I., Davidson, M., Medina, R., Kroon, A., . . . Aarninkhof, S. (2007). Beach recreation planning using video-derived coastal state indicators. *Coastal Engineering*, 54(6), 507-521.
- Martin, D. R., Fowlkes, C. C., & Malik, J. (2004). Learning to Detect Natural Image Boundaries Using Local Brightness, Color, and Texture Cues. *IEEE Trans. Pattern Anal. Mach. Intell.*, 26(5), 530-549.
- Morris, M. D. (1991). Factorial sampling plans for preliminary computational experiments. *Technometrics*, 33(2), 161-174.
- Osorio, A. F., Medina, R., & Gonzalez, M. (2012). An algorithm for the measurement of shoreline and intertidal beach profiles using video imagery: PSDM. *Computers & Geosciences*, 46, 196-207.
- Schindelin, J., Arganda-Carreras, I., Frise, E., Kaynig, V., Longair, M., Pietzsch, T., . . . Schmid, B. (2012). Fiji: an open-source platform for biological-image analysis. *Nature methods*, 9(7), 676-682.
- Sethian, J. A. (2003). Level set methods and fast marching methods. *Journal of Computing and Information Technology*, 11(1), 1-2.
- Spielman, D. A. (2007). *Spectral Graph Theory and its Applications*. Foundations of Computer Science, 2007. FOCS '07. 48th Annual IEEE Symposium on, 29-38.
- Thévenaz, P., Sage, D., & Unser, M. (2012). Bi-exponential edge-preserving smoother. *Image Processing, IEEE Transactions on*, 21(9), 3924-3936.
- Valentini, N. (2015). *Shoreline Detection Analysis (Internal Report) (I. Processing, Trans.): Multitel*.
- Wolf, P. R., & Dewitt, B. A. (2000). *Elements of Photogrammetry: with applications in GIS (Vol. 3)*: McGraw-Hill New York.
- Zhang, Z. (2000). A flexible new technique for camera calibration. *Pattern Analysis and Machine Intelligence, IEEE Transactions on*, 22(11), 1330-1334.

ONLINE COUPLING OF SPECTRAL AND NON-HYDROSTATIC MODELS FOR WAVE SIMULATION FROM OFFSHORE TO NEARSHORE

Massimiliano Ventroni¹, Andrea Balzano¹ & Marcel Zijlema²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettura, Università di Cagliari, Italy; (2) Environmental Fluid Mechanics Section, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, The Netherlands

KEY POINTS:

- An online, one-way coupling between the SWAN phase-averaged, spectral wave model and the SWASH time domain, multi-layered non-hydrostatic flow model has been developed.
- The coupling is obtained: (i) forcing the SWASH seaward boundaries by the action density spectra computed by SWAN; (ii) sharing the wave-induced setup calculated by SWAN at the grid-point level.
- The coupling efficiency has been evaluated through comparison with unidirectional random wave runup laboratory data.

1 INTRODUCTION

A wide range of well established numerical models are now routinely used in coastal engineering studies. Phase-averaged spectral models are fundamentally based on linear theory, with non linear processes represented via ad hoc parametric submodels, and are thus best suited for simulating wave propagation from offshore to nearshore. Better representation of nonlinear waves in the nearshore is sought for with use of time-domain models, such as non-linear shallow water (NLSW) equations, Boussinesq-type (BT) and non-hydrostatic (NH) models. Although the NLSW equations can be used to simulate effectively broken waves and wave runup on a dry bed, they cannot correctly represent the onset of breaking. On the other hand, after a high effort has been addressed in the last two decades to improve the dispersion and nonlinear properties of both BT (*Madsen & Fuhrman, 2010*) and NH multi-layered models (*Zijlema & Stelling, 2008*), in principle they can now accurately represent wave propagation from offshore. However, such models are still excessively time-consuming to be considered for use in large-scale practical engineering problems. Therefore, the much cheaper phase-averaged approach is currently used to compute wave propagation from offshore, providing offshore boundary conditions to a phase-resolving model running in the nearshore.

The above procedure is currently carried out manually, with use of distinct codes for the spectral and the phase-resolving models. Higher efficiency is expected to be achieved by online coupling the two models, resulting in one code and one executable, for seamlessly simulating wave evolution from generation to runup and land inundation. Developing an online coupling between the phase-averaged SWAN (Simulating Waves Nearshore, *Booij, et al. 1999*) and the time-domain SWASH (Simulating Waves till Shore, *Zijlema et al. 2011*) models, both open source, is the main aim of this work.

Herein, results of the coupled-model are compared with laboratory data of unidirectional random wave runup carried out on a gentle, smooth and impermeable slopes (*Mase, 1989*). Furthermore, comparisons are presented with *McCabe et al. (2010, 2011)* findings obtained with a coupled SWAN – NLSW model.

2 COMPONENT MODELS

SWAN is a third generation wave spectral model, which solves the spectral action balance equation with sources and sinks. The model can account for shoaling, refraction, partial diffraction, generation by wind, whitecapping, three- and four-wave nonlinear interactions, bottom friction and depth-induced wave breaking (*Booij, et al. 1999; Holthuijsen, 2007*). Recently, the model has been extended to improve the modeling of triads wave-wave interactions (*Booij, et al. 2009*) and depth-induced wave breaking (*Salmon, et al. 2015*).

SWASH is a multi-layered, non-hydrostatic model, based on a reasonable and efficient approximation of the RANS equations (*Zijlema et al. 2011*). The numerical implementation is based on an explicit, momentum conserving, second order finite difference method for staggered grids. Acceptable frequency dispersion can be achieved by using only a few layers, due to the Keller-box scheme used for the approximation of the

vertical gradient of the non-hydrostatic pressure. Depth-induced wave breaking is represented by reducing the model to the NLSW equation (Smit *et al.* 2013), taking advantage of the shock-capturing property of the model. Wetting and drying is handled with the robust *Stelling & Duinmeijer* (2003) algorithm.

3 COUPLING PROCEDURE

A single code was implemented, where SWAN (version 41.01) is the master model and SWASH (version 3.14) subroutines are packed into a library called inside the SWAN main time loop. It is a one-way coupling, not taking into account the feedback of the phase-resolving model to the action balance equation model.

The model components run sequentially in time on structured Cartesian meshes, with SWAN acting on a larger domain extended up to offshore, whereas the SWASH domain is located in the nearshore and includes the emerging beach terrain. The coupling takes place at the seaward SWASH open boundary, where: (i) the spectra computed by SWAN are prescribed; (ii) wave trains are synthesized by a single summation method (Miles, 1989), which produces a quasi-homogeneous wave variance (Miles & Funke, 1989), using a weakly reflective boundary condition; (iii) the horizontal velocity normal to the boundary, computed using the linear theory, is prescribed (Zijlema, *et al.* 2011, Smit *et al.* 2013). Furthermore, wave-induced setup calculated by SWAN integrating the 1D equation forced by the radiation stresses is passed to the SWASH domain.

4 APPLICATION

Model results have been compared with four of the random wave runup laboratory tests on a model beach by Mase (1989), with bed slope 1:20 and water depth at the wavemaker $d_{wm}=0.45\text{m}$. A Pierson-Moscowitz spectrum was imposed at the wavemaker, with values of significant wave height H_{wm} , and peak period T_p as reported in Tab. 1, where representative wave length at the wavemaker, L_{wm} , related depth-to-wavelength ratio, $(d/L)_{wm}$, and equivalent deepwater significant wave height H_{dw} and wavelength L_{dw} are also shown. The numerical model is set-up along a one-dimensional flume of length 25 m, with horizontal resolution and time step shown in Tab. 1. SWASH was run for a duration of 1200 s, with spin-up time of 300 s.

	H_{dw} (m)	H_{wm} (m)	K_s (-)	T_p (s)	L_{dw} (m)	L_{wm} (m)	$(d/L)_{wm}$ (-)	Δx (m)	Δt (s)	Breaker type
TEST A	0.0477	0.0495	1.037	2.50	9.758	4.998	0.111	0.020	0.002	Plunging
TEST B	0.0639	0.0618	0.968	2.00	6.245	3.884	0.086	0.020	0.002	Spilling
TEST C	0.0793	0.0734	0.930	1.67	4.337	3.120	0.069	0.015	0.001	Spilling
TEST D	0.0990	0.0914	0.915	1.25	2.440	2.122	0.047	0.010	0.001	Spilling

Tabella 1. Parameters of incident waves for the Mase (1989) tests. K_s is the shoaling coefficient based on linear wave theory.

SWAN, SWASH and SWAN + SWASH model runs were carried out. Following McCabe *et al.* (2011), the SWAN model is run without nonlinear interactions (quadruplets and triads) and bottom friction, but activating whitecapping and depth-limited breaking (Battjes & Janssen, 1978). The lower and upper boundaries in frequency space, subdivided in 200 frequencies, are generally chosen equal to $0.5f_p$ and $3f_p$, respectively, $f_p=1/T_p$ being the peak frequency. However, in the coupled model simulations using SWASH with one layer, a lower value for the upper limit is chosen, in the range $(2 \div 2.5)f_p$, in order to introduce only accurate harmonics in the phase-resolving model. In fact, based on an approximate dispersion relation, using one layer, SWASH is accurate up to a $kd=2.9$ for primary waves (k = wave number), with a relative error in the normalized wave celerity $c/(gd)^{1/2}$ of at most 3%. Finally, a $\cos^{800}(\theta)$ directional distribution is used.

The SWASH model is run throughout the entire domain using four different configurations for each test cases: (i) one vertical layer, (ii) the same as (i) including incident bound waves (Rijnsdorp *et al.* 2014) at the wavemaker boundary, (iii) two and (iv) three vertical layers. The default values for the maximum steepness parameter ($\alpha=0.6$) and the persistence parameter ($\beta=0.3$), found after calibration by Smit *et al.* (2013), were set in the, so called, hydrostatic front approximation, used to simulate depth-induced wave breaking with few layers. Furthermore, a threshold value of 0.1 mm was set in each run to represent the minimum inundation depth, while turbulence and bottom friction are neglected.

Finally, the SWAN+SWASH model is run by using five different random seeds for the generation of time series at the SWASH open boundary, in order to take account for sensitivity of runup to the random input phases, and choosing six or seven coupling points, with values of H_{m0}/d (as computed by SWAN) in the range 0.1–0.6. In these cases, the SWASH model is run with one and two layers, with a total of 250 runs.

4.1 Results and discussion

Comparison between the measured and calculated runup statistics $R_{2\%}$, $R_{1/10}$ and $R_{1/3}$ will be shown by using the relative error, $(R_{Model} - R_{Mase})/R_{Mase}$. Fig. 1 shows relative errors between experimental data and SWASH runs (panel P₁), SWAN+SWASH run using SWASH with one (panel P₂) and two layers (panel P₃).

Although the effect of increasing the number of layers is apparent, more layers should be chosen to ensure adequate modeling of the phase differences between the representative wave components, including shorter waves. Furthermore, results using one layer are most affected by the so-called evanescent modes, especially for the lower peak period. On the other hand, the largest errors appear when two layers are used.

The accuracy of the coupled model with the less computationally expensive configurations was checked running SWASH using one and two layers. It is shown that the error can be strongly reduced with proper choice of the coupling point, while attaining remarkable alleviation of the computational effort. On the other hand, because of error variability depending on both wave conditions and model configurations, it does not appear that a best-unique coupling location can be defined. However, with respect to the most important $R_{2\%}$ statistic, it seems that a common value of $H_{m0}/d \approx 0.50$ -0.55 could be chosen for Tests B, C e D, while a lower value of $H_{m0}/d \approx 0.3$ appears to be optimal in Test A, for SWAN + 1layer-SWASH. On the other hand, a similar, but less evident, common behavior might be observed in case of the SWAN+ 2layers-SWASH coupling, where optimal values seem to be $H_{m0}/d \approx 0.55$ -0.60 and 0.3, respectively, for Tests B, C, D and Test A. All these values are less than $H_{m0}/d \approx 0.65$ obtained by McCabe *et al.* (2011) with a SWAN+NLSW model. This is probably due to SWASH still being able to represent some degree of wave dispersion compared to the non-dispersive NLSW formulation.

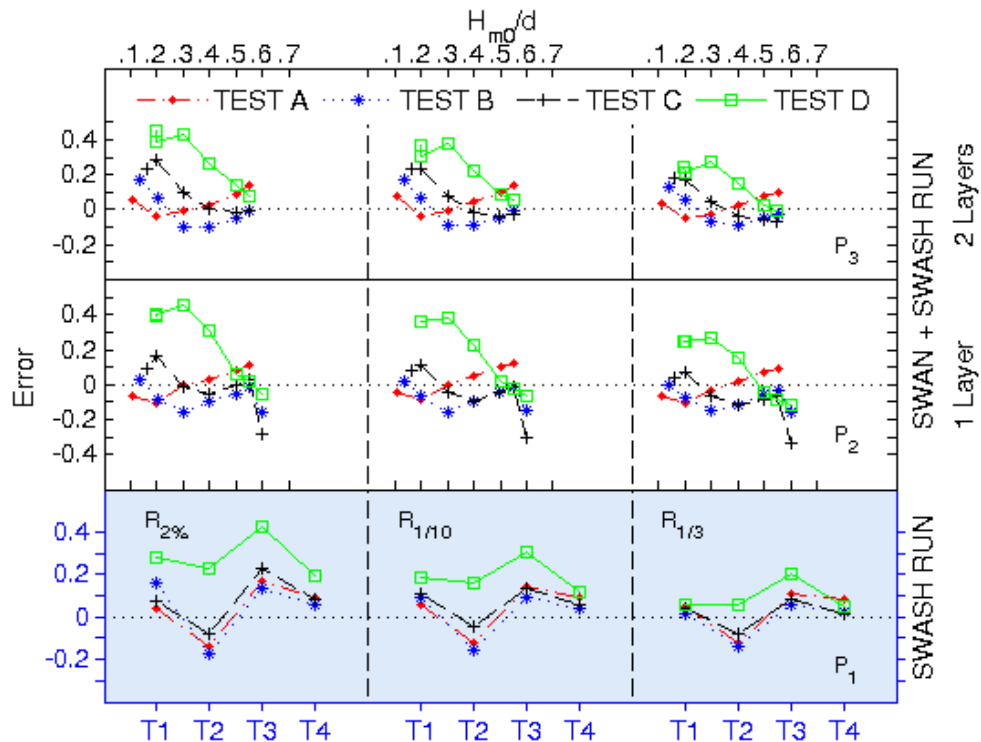


Figure 1. Error in runup statistics ($R_{2\%}$, $R_{1/10}$, $R_{1/3}$), compared with Mase's (1989) laboratory results: SWASH run throughout the domain (panel P₁); SWAN + SWASH with 1 layer (panel P₂) and 2 layers (panel P₃). In panel P₁: T1 = run with single layer, T2 = single layer plus bound waves at wavemaker; T3 = two layers, and T4 = three layers. Panel P₂ and panel P₃ represent errors as a function of the nonlinear parameter H_{m0}/d . Errors are computed as mean values resulting from 5 randomly phased wave trains prescribed as boundary conditions of SWASH, generated from the same action density spectrum computed by SWAN.

On balance, for the wave conditions analyzed, simulations are shown to be reasonably accurate even with SWASH used throughout for sufficiently large peak periods, and in a broader peak period range with the coupled model.

5 CONCLUSIONS

In this study, an online, one-way coupling between the SWAN and SWASH models has been introduced. Numerical results indicate a fairly good agreement of computed runup statistics with data from unidirectional random wave laboratory tests. The coupled model proved effective in reducing the SWASH domain extent, thus reducing the overall modeling effort, while retaining outcomes' accuracy, suggesting that it can be a comprehensive and valuable tool for both engineering and scientific purposes. The choice of the optimal coupling point is found to be dependent on both the wave conditions and the model configuration.

Finally, it should be emphasized the importance of both nonlinear effects and spectral wave model accuracy in very shallow water, where instabilities might arise due to wave-maker algorithm characteristic, which is based on linear wave theory and horizontal bottom, and because of increased wave reflection. Therefore, further evaluations can be made including the contribution of incident (bound) infragravity-waves at the coupling point. On the other hand, different SWAN configurations as to triplet interactions and depth-induced breaking modeling (*Salmon et al.* 2015), might be used to improve the results.

6 ACKNOWLEDGEMENTS

The first author gratefully acknowledges Sardinia Regional Government for the financial support of his PhD scholarship (POR Sardegna FSE Operational Program of the Autonomous Region of Sardinia, European Social Found 2007-2013 – Axis IV Human Resources, Objective I.3, Line of Activity I.3.1).

The research was also founded by the Regional Agency for the Sardinian Hydrologic District (ARDIS) – contract Prot. 11554 Rep 4/2012: Regional Mapping of Coastal Flooding Hazard.

7 REFERENCES

- Battjes, J.A. & Janssen, J.P.F.M. Energy loss and set-up due to breaking of random waves, Proceedings of the XXIII International Conference on Coastal Engineering, ASCE, New York, 1978.
- Booij, N., Ris, R.C. & Holthuijsen, L.H. A third-generation wave model for coastal regions, 1. model description and validation, *Journal of Geophysical Research*, 1999, 104(C4), pp. 7649-7666.
- Holthuijsen, L.H. *Waves in Oceanic and Coastal Waters*: Cambridge University Press, Cambridge, 2007.
- Madsen, A. & Fuhrman, D.R. High-order Boussinesq-type modelling of nonlinear wave phenomena in deep and shallow water, *Advances in numerical simulation of nonlinear water waves*, ed. Q. Ma, World Scientific, Singapore, 2010, pp. 245-285.
- Mase, H. Random wave runup height on gentle slope, *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 1989, 115(5), 649-661.
- McCabe, M. & Stansby, P.K. An investigation on the coupling of spectral energy modeling and Boussinesq type modeling in the nearshore, Proceedings of 1st European IAHR Congress, IAHR, Edinburgh, 2010.
- McCabe, M., Stansby, P.K. & Apsley, D.D. Coupled wave action and shallow-water modeling for random wave runup on a slope, *Journal of Hydraulic Research*, 2011, 49(4), pp. 515-522.
- Miles, M.D. A note on directional random wave synthesis by the single-summation method, Proceedings of the 23rd IAHR Congress, C-243-C-250, The National Research Council Canada, Ottawa, 1989.
- Miles, M.D. & Funke, E.R. A comparison of methods for synthesis of directional seas, *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, 1989, 1110 (1), 43-48.
- Rijnsdorp, D.P., Smit, P.B. & Zijlema, M. Non-hydrostatic modelling of infragravity waves under laboratory conditions, *Coastal Engineering*, 2014, 85, 30-42.
- Salmon, J.E., Holthuijsen, L.H., Zijlema, M., Van Vledder, G.P. & Pietrzak, J.D. Scaling depth-induced wave-breaking in two-dimensional spectral wave models, *Ocean Modelling*, 2015, 87, 30-47.
- Smit, P., Zijlema, M. & Stelling, G.S. Depth-induced wave breaking in a non-hydrostatic, near-shore wave model, *Coastal Engineering*, 2013, 76, 1-16.
- Stelling, G.S. & Duijnmeijer, S.P.A. A staggered conservative scheme for every Froude number in rapidly varied shallow water flows, *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 2003, 430(12), 1329-1354.
- Zijlema, M. & Stelling, G.S. Efficient computation of surf zone waves using the nonlinear shallow water equations with non-hydrostatic pressure, *Coastal Engineering*, 2008, 55, 780-790.
- Zijlema, M., Stelling, G.S. & Smit, P. SWASH: an operational public domain code for simulating wave fields and rapidly varied flows in coastal waters. *Coastal Engineering*, 2011, 58, 992-1012.

STATISTICAL ANALYSIS OF MARINE WEATHER FORECAST AS SUPPORTING TOOL FOR LONG-TERM PLANNING OF COASTAL AND MARINE OPERATIONS.

Arianna Orasi¹, Francesca Catini¹, Roberto Inghilesi¹

(1) ISPRA, Istituto Superiore per la Ricerca e Protezione Ambientale, Roma

KEY POINTS

- *The debate on the displacement of the ‘Concordia’ wreck in 2014 highlighted the value of long-term marine statistics in the assessment of favourable periods for strategic operations at sea.*
- *The statistical analysis of the forecast series provides climatological insight for long-term planning of operational activities when the reliability of the outcomes can be assessed.*
- *The ISPRA Mediterranean Coastal WAve Forecasting system supplies daily marine forecast at different spatial scales. The use of short-term forecast and long-term statistics are synergic for planning.*

INTRODUCTION

After the disastrous shipwreck of the Costa Concordia off the Isola del Giglio in January 2012, a main effort to perform a parbuckle salvage of the ship was organized to avoid a main ecological damage. The operation was successfully terminated in more than two years. In July 2014, the wreck of the ship was finally re-floated using large caissons (metal tanks) attached to its sides and was towed 320 kilometres to its original homeport at Genoa. Some months before the operation, during the planning stage, there had been a long (and heated) discussion about the best period and the best port where to displace the ship. That was because of the risk that even slightly unfavourable weather conditions could make all the previous efforts in vain. In that occasion a joint climatological study of the available data, proposed by ISPRA (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale), the LaMMA consortium (Laboratorio di Monitoraggio e Modellistica Ambientale per lo sviluppo sostenibile) and ARPAL (Agenzia Regionale per la Protezione dell’ambiente Ligure), successfully supported the decision makers. In particular, the analysis of the long time series of observations collected at the buoy of La Spezia (19-20 years) of the Italian National Wave Buoy Network (RON) proved to be important. The daily frequency of occurrence of storm events (time periods with significant wave height (H_{m0}) greater than 2.0m) was evaluated for all the summer periods available. In Figure 1 the frequencies are shown, indicating the presence of three periods that were comparatively more favourable than others (up to 5 episodes in 20 years). The longest window was found in the second part of July and two shorter periods were found in the second part of August. There was actually no period longer than five days in which even small storm episodes never occurred, indicating that the Ligurian Sea and the northern Tyrrhenian Sea are seldom completely calm, even in summer conditions. The actual re-floating of the ship started on the 14th of July and ended on the 20th. The last cruise from Isola del Giglio to Genoa took

place from the 23rd to the morning of the 27th July 2014.

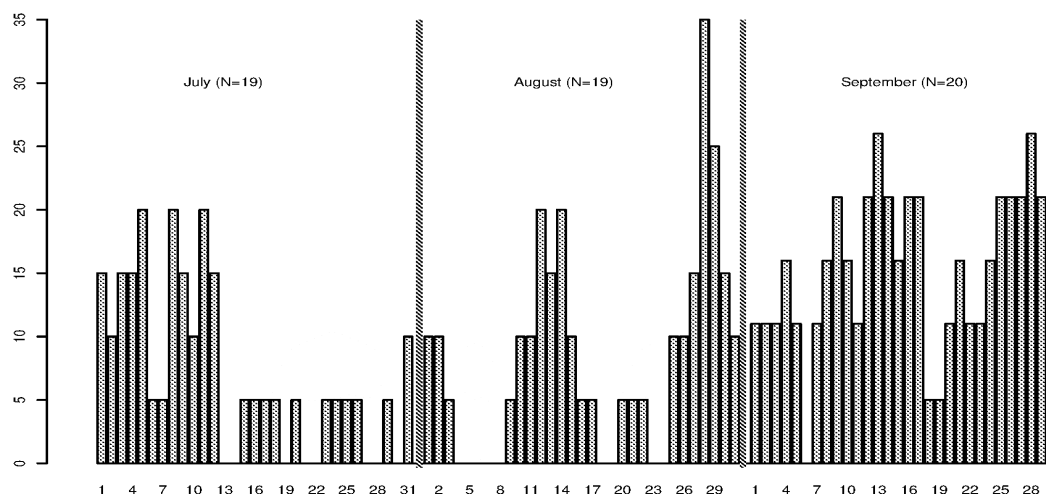


Figure 1 Daily frequency of occurrence of storm events – La Spezia RON buoy. July - September 1989-2013.

In general, it can be concluded that the success of strategic operations and the economical benefits of marine activities lay in the use of long-term statistics for the planning, combined with the use of medium term operational forecasts for the direction of the activities. Unfortunately, long-term series of marine observations in Italy are present at a few locations only, and the tendency is that observations will be less and less available in the future. Given this situation, the problem is how to substitute observations with numerical forecasts and how to assess the reliability of the estimates. In this work we propose a standard statistical methodology that could provide useful to determine the most favourable periods for the planning of marine operations, assessing a-priori the additional uncertainties associated to the use of numerical simulations if some observational data is available. We applied the method to the preliminary assessment of the favourable periods of operability in the month of December at some Italian locations. The proposed application has a severe limitation in the availability of data and it serves primarily as a demonstration, indicating also the need to extend the range of forecasted periods to cover at least a decade for a responsible use.

MATERIALS AND METHODS

The application here proposed is based on the analysis of the ISPRA high-resolution wave forecasts and the observations from the RON. The Mediterranean Coastal Forecast System (Mc-waf) is an operational forecasting system based on successive levels of nesting from the Mediterranean scale to the regional and coastal scales. The operational system started in July 2012 with a basin scale grid at 1/30 degree resolution, nine regional areas at 1/60 deg. resolution and 5 coastal areas at 1/240 deg. resolution, loosely corresponding to 400 m resolution on a Cartesian grid. The system provides hourly operational wind-waves forecasts with a range of 120 hours (Casaioli *et al.*, 2014, Inghilesi *et al.*, 2016).

This study aims to demonstrate how to create a daily climatology of sea-states in order to identify periods where high sea states are more (or less) probable. In the present application, the first 24-hours of the daily Mc-waf forecasts at the Mediterranean scale in the periods 1-31 December 2012, 2013 and 2014 were extracted for the locations corresponding to the position of the 6 RON buoys where observations were available.

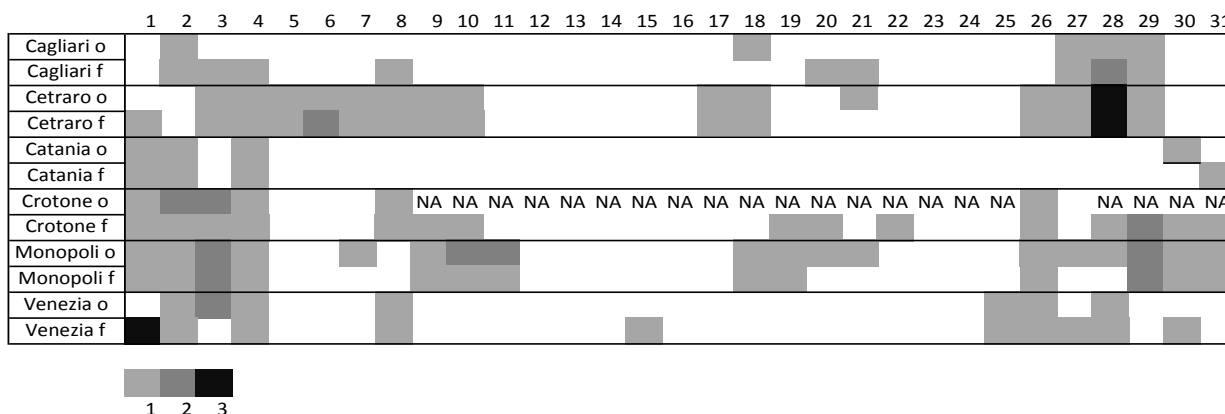


Table 1 December daily frequencies of $H_{m0} > 2m$ corresponding to the position of the selected RON station. The colorbar indicates the number of absolute frequencies. ‘o’ stands for observations and ‘f’ for forecasts.

The daily frequency of occurrence of storm events ($H_{m0} > 2 m$) was calculated using both numerical forecasts and observations from the RON buoys (Table 1). In order to verify the quality of forecasts, the categorical variable ($H_{m0} \geq 2m$ and $H_{m0} \leq 2m$) was introduced. The combination of different outcomes in observations and in the forecast was used to build the 2×2 contingency table (see Table 2), which is the basis for the evaluation of the more common non-parametric skill scores (Wilks, 1995).

Observed		yes	no	Total
Forecast	yes	Hits	False alarms	Forecast yes
	no	Misses	Correct negatives	Forecast no
Total		Observed yes	Observed no	Total

Table 2. 2x2 Contingency table scheme.

Among the possible skill scores, the following proved to be especially useful. The accuracy represents the fraction of the total forecast events when the categorical forecast correctly predicted event and non-event. The bias is the ratio between the frequency of “yes” forecast (hits + false alarms) and the frequency of “yes” observations (hits + misses). The probability of detection (POD) is the fraction of the observed high sea state events that are also correctly forecast. The false-alarm rate (FAR), indicates the fraction of forecast events that were not observed. The threat score (TS) is the fraction of observed and/or forecast events that were correctly predicted. The HK (Hanssen-Kuiper) score gives a measure of how well the forecast separate the “yes” events from the “no” events (Hits/Observed yes – False alarms/Observed no) .

RESULTS

In Table 1 the December daily frequencies of $H_{m0} > 2m$ at the selected stations are shown, distinguishing between observed (‘o’) and forecasted event (‘f’). A first glance in the table suggests the presence of two periods that seem more likely for the occurrence of storm episodes during December, i.e. at the beginning and at the end of the month. The central part of the month is more prone to have favourable conditions for the operations at sea, but the day-to-day situation depends on the actual site considered. At Crotone, unfortunately, there were missing observations during December 2012 and 2014, making statistics completely unreliable except for the first days. In Table 3 the values of the skill scores for 5 out of 6 of the selected locations are shown. Catania and Cetraro have the best accuracy, with a score close to 1, the perfect score. Except for Monopoli, the Bias is larger than 1, this means that the model tends to overestimate the frequency of high sea state. Cetraro has also the best POD score. Monopoli has a FAR close to the perfect score together with Cetraro. TS score shows that in three locations (Cetraro, Catania and Monopoli) more than half of the $H_{m0} > 2$ events (observed and/or predicted) were correctly forecasted. The HK score is nearest to 1 (the perfect score) in Cetraro indicating that the severity of the storms typically occurring at this location

makes easier to separate the ‘event’ from ‘no-event’. In the case of Monopoli, where small-scale storm climatology prevails, it was found that the results were slightly sensitive to the choice of the threshold value.

Score	Cagliari	Cetraro	Catania	Monopoli	Venezia	Range and perfect score
Accuracy	0.92	0.97	0.98	0.9	0.91	Range: 0 – 1 (Perfect score=1)
Bias	2	1.805	1	0.68	1.5	Range: 0 – Inf (Perfect score=1)
POD	0.8	0.94	0.75	0.64	0.75	Range: 0 – 1 (Perfect score=1)
FAR	0.6	0.1	0.25	0.07	0.5	Range: 0 – 1 (Perfect score=0)
TS	0.36	0.85	0.6	0.61	0.43	Range: 0 – 1 (Perfect score=1)
HK	0.73	0.92	0.74	0.62	0.68	Range: -1 – 1 (Perfect score=1)

Table 3. Non-parametric skill scores for 5 locations.

DISCUSSION AND CONCLUSIONS

The study shows that statistical methods can support long-term planning of operation at sea, especially if long time series of marine data are available. If the use of forecast series is mandatory, it is of paramount importance to assess the quality of the forecast in predicting the ‘event’ of relevance (here it was $H_{m0} > 2\text{m}$). In order to have this information, at least a partial time overlapping of forecasts and observations in the same area is necessary. In Italy, this means that in order to make optimal use of the forecast to produce statistics, it is important to extend the forecasted periods in the past, when most of the buoy information is available, by means of long-term re-analysis operations.

REFERENCES

- M. Casaioli, F. Catini, R. Inghilesi, P. Lanucara, P. Malguzzi, S. Mariani, & A. Orasi: An operational forecasting system for the meteorological and marine conditions in Mediterranean regional and coastal areas, *Advances in Science and Research*, 2014, 11, 11-23.
- Inghilesi, R., Orasi A. & Catini F., The ISPRA Coastal Wave Forecasting System: evaluation of the first period of activity, *Journal of Operational Oceanography*, 2016, in press.
- Wilks, D. S. *Statistical Methods in the Atmospheric Science*. Academic Press, San Diego, 1995.

NUMERICAL MODELING WITH XBEACH TO SUPPORT COASTAL MANAGEMENT OF THE EMILIA-ROMAGNA REGION

Silvia Unguendoli^{1,2}, Barbara Zanuttigh¹, Margherita Aguzzi², Maurizio Morelli², Nunzio De Nigris² & Tiziana Paccagnella²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Università degli Studi di Bologna, Viale Risorgimento 2, 40136, Bologna, Italia; (2) Arpa Emilia-Romagna, Servizio IdroMeteoClima, Viale Silvani 6, 40122, Bologna, Italy.

KEY POINTS:

- The accurate modelling beach re-shaping is a crucial element for the assessment of coastal vulnerability to extreme storms.
- A sensitivity analysis of X-Beach model to its main input parameters is undertaken to assess the effects on wave run-up, beach erosion, shoreline retreat and inundation.
- An accurate reproduction of the storm processes is provided by the model calibrated along the Emilia Romagna coast (in Cesenatico).

1 INTRODUCTION

Coastal areas are vulnerable systems, affected by erosion and flooding (Zanuttigh *et al.*, 2014). The assessment of beach re-shaping during storms is of outmost importance to predict the intensity of flooding and undertake tuned management solutions. Due to the limitations of surveys, numerical models are usually adopted to support long-term and short-term predictions and specifically, XBeach (Roelvink *et al.*, 2009) has proved to be a good compromise between computational costs and accuracy.

2 OBJECTIVE

This research is focused on testing the sensitivity of this model to its input parameters by verifying the effects on key output indicators for coastal managers, such as wave run-up, beach erosion, shoreline retreat and inundation. The model is applied to Cesenatico and calibrated based on the data measured during an extreme storm event, with the mid-term purpose of calibrating the model for the Emilia-Romagna coast, which suffers from subsidence, erosion and flooding (Preti *et al.*, 2008).

3 MODELLING WITH XBEACH

3.1 Model setup

This study focused on a typical cross-shore profile in Cesenatico, located in the Emilia-Romagna region. This area was selected because of the frequent flooding and of the great subsidence (Martinelli *et al.*, 2011), and thanks to real-time data available by the on-site oceanographic buoy, this area is of great interest. The initial bed level for the simulations was reconstructed (Figure 1) thanks to the bathymetric and topographic monitoring campaigns by Arpa Emilia-Romagna (Preti *et al.*, 2008). A beach profile of the Northern non-protected area of Cesenatico (Martinelli *et al.*, 2011) was chosen and discretized in the model with study a variable mesh grid, characterized by a resolution of 10 m in the offshore zone, (i.e. between -8.00 ÷ -6.00 m depth), and up to 0.2 m near-shore, from -0.5 m depth to the last emerged point.

Beach reshaping was modelled for the extreme event occurred on 5-6th February. This storm was characterized by a total duration of 38 hours and by a maximum significant wave height (Hs) of 4.66 m with wave peak period (Tp) 10.5s and mean direction (dir) 60°N. The wave height data (Figure 2a) were measured by the wave buoy, off the coast of Cesenatico (www.arpa.emr.it/sim/?mare/boa). For the simulations, the wave conditions at the offshore boundary were described by a JONSWAP shape in the frequency domain. The tidal gauge located at Porto Corsini (Figure 2b), Ravenna, provided the level data measured during the storm event (www.mareografico.it). The maximum sea level reached 1.2 m above mean sea level.

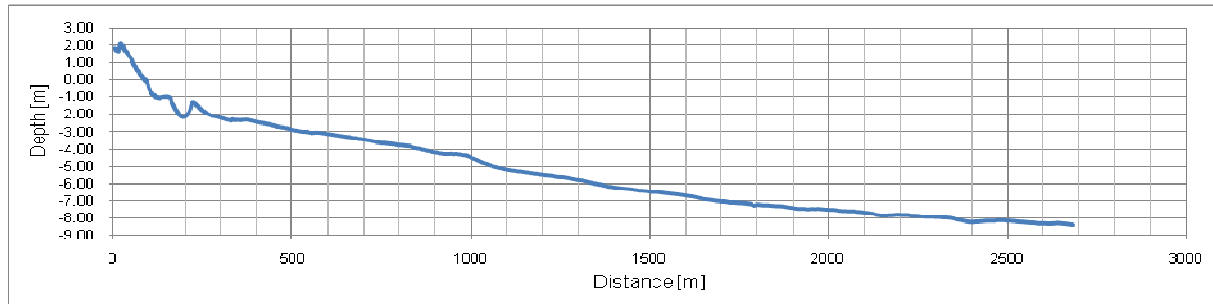


Figure 1. Bathymetric beach profile located in Cesenatico coastal area.

3.2 Sensitivity analysis

In order to reduce the errors of the model outputs, a sensitivity analysis was carried out. The aim is to quantify the extent to which the model forecasts depend on the input model parameters and then define which of these is mostly correlated with the simulated results. XBeach model has several free parameters which can be used to perform a model sensitivity analysis. The model has a default value for each parameter, which can anyway be varied within certain ranges. A "control" simulation was carried out, where each parameter was kept to its default value as defined by Roelvink *et al.*, 2010. This simulation was considered then as the reference simulation to define the model performance. In order to study the effect of uncertainty, the “one-at-the-time” approach was followed (Simmons *et al.*, 2015), therefore for each simulation, only one parameter was varied within its validity range with respect to the “control” simulation. For each model run, the hydraulic conditions and other model parameters were kept the same as in the control case. The effect of the variations on the model results allows to define the extent to which the model is sensitive to the variations of the input parameters and conversely the importance of defining a correct value set for each parameter yielding useful predictions of morphological change.

The first step of the study was to define the relevant input model and physical parameters, which are reported in . Table (1) with their main features.

Parameter	Description	Unit	Default value	Range
cf	Bed friction coefficient	m ^{1/2} /s	55	20 - 100
fw	Short wave friction factor	-	0.0	0.0 - 1.0
break	Type of breaking formulation	-	roelvink2	roelvink1,baldock, roelvink2, janssen, roelvink_daly,
gamma	Breaker parameter in Baldock or Roelvink formulation	-	0.55	0.4 - 0.9
facua	Calibration factor time averaged flows due to wave skewness and asymmetry	-	0.1	0.0 - 1.0
smax	Maximum Shields parameter for equilibrium sediment concentration	-	-1.0	-1.0 - 3.0
wetslp	Critical avalanching slope under water (dz/dx and dz/dy)	-	0.3	0.1 - 1.0
turb	Switch to include short wave turbulence	-	bore_averaged	none, wave_averaged, bore_averaged

Table 1. X-Beach input model parameters for the sensitivity analysis. The table shows the description, the default value and the validity ranges for each parameter.

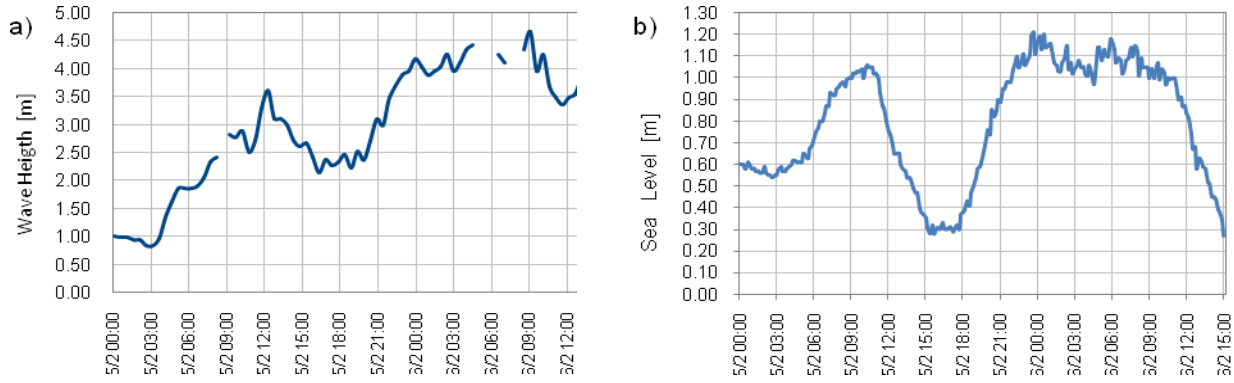


Figure 2. Available data: a) wave height by Nausicaa Buoy in Cesenatico b) sea level time series measured at Porto Corsini.

3.3 Results

The sensitivity analysis is focused on these four parameters that were defined as representative of the morphological and hydrodynamic effects of beach reshaping during storms: run-up on the beach slope, erosion volumes of the emerged beach, shoreline retreat and inundation volumes.

The *sensitivity index* (S) was calculated for each simulation as the ratio between the output value of the simulation V_x and the corresponding output value of the control simulation $V_{control}$

$$S = \frac{V_x}{V_c} \quad (1)$$

An example of the sensitivity indices related to the erosion volume of the emerged beach are reported in Figure (3). The panels of the figure show the sensitivity indices for the parameters of Table (1) and highlight the output behavior due to the variations of the input parameters. The red dots represent the default values. The same procedure was followed for the four physical processes previously described. For each of the four processes, table (2) reports the maximum relative variations of the outputs with respect to the values obtained by the control run.

Parameter features			Maximum variation [%]			
Name	Unit	Range	Erosion	Runup	Shoreline retreat	Inundation
cf	m ^{1/2} /s	30 -70	-49	-7	-100	-100
gamma	-	0.4- 0.62	-56	-14	+ 306	+ 188
fw	-	0 -1	-85	-31	-100	-100
break	-	roelnik1, roelvink2, rolevink_daly, janssen	-59	-17	+ 483	+ 240
facua	-	0 - 1	-100	+ 6	+ 164	+ 94
smax	-	-1 - 3	-4	-3	+ 84	+ 78
turb	-	none, wave_averaged, bore_averaged	-16	-1	+ 48	-23
wetslp	-	0.1 - 1	+4	-3	+ 80	-46

Table 2. Maximum percentage variations of the model results related to the physical processes of erosion, runup, shoreline retreat and inundation with changing the parameters in the selected range.

The sensitivity analysis shows that XBeach model is particularly sensitive to *facua*, *gamma* and *fw* parameters, as concerns the erosion volume and inundation. Moreover, the choice of the formulation to define the wave energy dissipation due to breaking (*break*) clearly influences the output results. The erosion volume results indicate that in many cases the default values of XBeach model overestimate the emerged beach erosion and run-up.

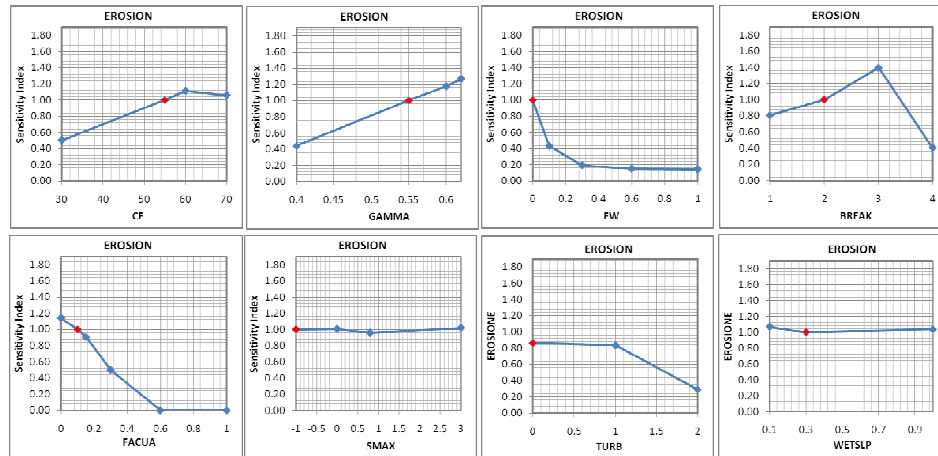


Figure 3. Sensitivity indices for the erosion volume of the emerged beach relative to the parameters listed in Table (1) . Each panel represents a single parameter. The red dots indicate the default values.

4 CONCLUSIONS AND FUTURE RESEARCH

The numerical model XBeach can be used to evaluate the beach profile evolution caused by extreme storm events and it represents a valuable support to plan coastal management. The research underlines the relevance of a good knowledge of the uncertainty propagation within numerical models and highlights the model sensitivity to the input parameters. In the area of application (i.e. shallow coastal shelf) the more relevant parameters are: *facua*, *gamma*, *fw* and *break* . The model appears instead to be substantially independent from *smax*, *turb* and *wetslp* The default model configuration tends to overestimate the erosion volumes. The verification of the XBeach calibration process is being undertaken on the beach profiles measured pre- and post-storm event. Furthermore it is planned to test an ensemble-based approach, where the different types of uncertainties, related to meteorological, oceanographic and coastal models, will be taken into account.

REFERENCES

- Martinelli L., Zanuttigh, B. & S. Bagli, 2013. Modelling coastal risk at Cesenatico, Northern Adriatic Sea, Italy, Proc. Coastal Structures 2011, Japan, 5-9 September 2011, vol. 1, 59-70, Takahashi S., Isobe M, Kobayashi N. and K. Shimosako eds, McCall R.T., Van Thiel de Vries J.S.M., Plant N.G., Van Dongeren A.R., Roelvink J.A., Thompson D.M. & Reniers A.J.H.M., Two-dimensional time dependent hurricane overwash and erosion modeling at Santa Rosa Island, Coastal Engineering, 2010, 57, 668-683. Preti M., De Nigris N., Morelli M., Monti M., Bonsignore F. & Aguzzi M. Stato del litorale emiliano-romagnolo all'anno 2007 e piano decennale di gestione, I quaderni di Arpa, 2008. Roelvink D. Reniers A. J.H.M., Van Dongeren A.R., Van Thiel de Vries J.S.M., McCall R.T. & Lescinski J. Modelling storm impacts on beaches, dunes and barrier islands, Coastal Engineering, 2009, 56, 1133-1152. Simmons J.A., Marshall L.A., Turner I.L., Splinter K.D., Cox R.J., Harley M.D., Hanslow D.J. & Kinsela M.A. A more rigorous approach to calibrating and assessing the uncertainty of coastal numerical models, Australasian Coasts & Ports Conference, Auckland, New Zeland, 2015. Stelling G.S. & Duijnmeijer S.P.A. A staggered conservative scheme for every Froude number in rapidly varied shallow water flows, International Journal for Numerical Methods in Fluids, 2003, 43, 1329-1354.

PREVISIONE DI EVENTI DI SOVRALZO DI TEMPESTA MEDIANTE UN METODO IN TEMPO REALE

Davide Pasquali¹, Marcello di Risio¹, Paolo De Girolamo²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile – Architettura e Ambientale (DICEAA), Laboratorio di Idraulica Ambientale e Marittima (LIAM), P.le Pontieri, 1, 67040 Monteluco di Roio; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale (DICEA), via Eudossiana, 18 - 00184 Roma.

ASPETTI CHIAVE

- *Il presente lavoro ha lo scopo di illustrare un metodo semplificato per il calcolo degli eventi di sovrалzo di tempesta. Il metodo stima il valore di sovrалzo correggendo mediante tecniche statistiche i risultati di un modello semplificato fisicamente basato.*
- *Il metodo proposto può essere applicato in tempo reale nel caso di bacini semi-chiusi, spesso soggetti a eventi estremi di sovrалzo a causa della loro esposizione meteorologica, della loro forma ed della presenza della piattaforma continentale.*
- *Il metodo è stato applicato in un punto di interesse posto nella parte Nord del Mar Adriatico. Comparando i valori di livello osservati e quelli previsti la metodologia proposta risulta avere prestazioni soddisfacenti in relazione soprattutto alla sua semplicità.*

1 INTRODUZIONE

La presente memoria descrive i risultati di uno studio relativo all'implementazione di un modello di previsione in tempo reale dei sovrалzi di tempesta in bacini semi-chiusi, i cui risultati preliminari sono stati esposti in un contributo della precedente edizione del convegno.

Come noto, il verificarsi di eventi estremi di sovrалzo di tempesta, può causare danni nelle aree costiere, limitare l'operatività dei porti ed in alcuni casi può comportare la perdita di vite umane. Le inondazioni dovute a tali eventi non possono essere evitate, ma soltanto gestite in maniera corretta mitigandone gli effetti (Pugh, 1996). Questo risultato può essere conseguito soltanto mettendo in atto una serie di "azioni simultanee" (De Girolamo et al., 2014) che prevedono l'allerta delle comunità locali ed eventualmente l'attivazione di sistemi di protezione.

I sovrалzi di tempesta, sono dovuti principalmente a forzanti di origine meteorologica (prevalentemente il vento e la pressione) che agiscono sulla superficie marina in un periodo che va da pochi minuti a qualche giorno (Pugh, 1996) e allo stato iniziale in cui si trova il bacino. Gli effetti dovuti ad anomalie meteorologiche molto lunghe possono essere amplificati se si considerano bacini di profondità limitata caratterizzati dalla presenza di un'estesa piattaforma continentale. Inoltre, nei bacini semi-chiusi, laddove vengano eccitati i modi propri (sesse) le oscillazioni di livello possono perdurare per alcuni giorni.

Ad oggi sono diversi i sistemi di previsione degli eventi di sovrалzo di tempesta, e possono essere ricondotti a tre differenti approcci: statistico, numerico e misto. All'interno di questo panorama la sfida è quella di definire un metodo fisicamente basato di previsione in tempo reale che richieda un basso onere computazionale. Pertanto si propone un metodo di tipo misto, nell'ambito del quale i risultati di un modello fisicamente basato, caratterizzato da un basso onere computazionale, vengono corretti statisticamente.

Il modello è stato applicato in un punto di interesse posto nella parte Nord del bacino dell'Adriatico mostrando un'ottima relazione tra livelli previsti e misurati. Nel paragrafo che segue si descrive brevemente il metodo proposto per mostrare poi nel paragrafo successivo l'applicazione al caso reale.

2 IL METODO

La strategia risolutiva si propone di stimare numericamente la funzione di risposta di un bacino semichiuso a una forzante di vento unitaria, attribuendo al vento un ruolo fondamentale nella generazione del sovrалzo di tempesta (World Meteorological Organization, 2011). Si sottolinea che tale stima deve essere effettuata una sola volta per il bacino considerato. Infatti, nel rispetto dell'ipotesi di linearità del bacino, una

volta stimata la funzione di risposta unitaria, è possibile calcolare la risposta del bacino ad una qualsiasi forzante di vento sfruttando i principi di proporzionalità e sovrapposizione degli effetti. L'utilizzo della teoria dei sistemi dinamici lineari trova giustificazione nel fatto che, come mostrato da *Roos & Schuttelaars* (2011) la dinamica dei bacini semi-chiusi, può essere considerata lineare nell'ambito delle comuni applicazioni ingegneristiche. Il valore stimato non ha la pretesa di essere la previsione in quanto dipende solo dal contributo del vento. Per cui l'azione della pressione, degli altri parametri atmosferici e non ultimo delle condizioni iniziali, viene considerata nella successiva correzione ottenuta mediante tecniche statistiche.

2.1 Approccio fisicamente basato

Considerando un Punto di Interesse (PI) qualsiasi all'interno di un bacino semichiuso, risulta definita l'oscillazione di livello $\eta(t)$ indotta dalla tensione tangenziale di vento $R(x, y)$ agente sulla superficie dell'intero bacino. La serie di livello nel PI, può quindi essere valutata come sovrapposizione delle oscillazioni di livello $\eta_i(t)$ dovute al vento spirante sulla generica i -esima area ($i = 1, N$, con N il numero totale di aree in cui viene discretizzato il bacino). Il contributo del vento che spira sull' i -esima area può essere descritto usando le funzioni di risposta $F_i^U(t)$ e $F_i^V(t)$ a un'oscillazione di livello indotta da un impulso di vento unitario di durata Δt all'istante $t = 0$ (**Figura 1a**) diretta lungo l'asse x (F_i^U) o y (F_i^V). Nel caso generale di una serie consecutiva di impulsi, è possibile esprimere la $\eta_i(t)$ come:

$$\eta_i(t) = \sum_{j=1}^{j \leq M} U_j F_i^U(t - j\Delta t + \Delta t) + V_j F_i^V(t - j\Delta t + \Delta t), \quad (2)$$

dove M è il numero totale di impulsi di vento, U_j e V_j sono le componenti cartesiane della tensione tangenziale riconducibile agli impulsi di vento occorsi tra $t = (j-1)\Delta t$ e $t = j\Delta t$. Discretizzando il bacino con una serie di aree, la serie temporale nel PI può essere scritta come sovrapposizione dei contributi delle singole:

$$\eta(t_k) = \sum_i^N \sum_{j=1}^{j \leq M} U_j F_i^U(t_k - j\Delta t + \Delta t) + V_j F_i^V(t_k - j\Delta t + \Delta t) \quad (3)$$

con $t_k = (k-1)\Delta t$ (Δt la risoluzione temporale). Note pertanto le funzioni di risposta, l'equazione (3) permette di calcolare l'oscillazione del livello in corrispondenza del PI indotta da una qualsiasi serie temporale di vento discretizzata come una successione di impulsi agenti sul bacino. Si anticipa che il calcolo delle funzioni di risposta può essere effettuato numericamente, mentre la definizione delle serie temporali di vento possono essere definiti sulla base di misure, oppure di ricostruzioni numeriche oppure, ancora, di previsioni meteorologiche.

2.2 Correzione statistica

Come accennato in precedenza, il livello previsto con l'approccio fisicamente basato non ha la pretesa di essere affidabile, poiché mancano nella sua definizione le informazioni relative ad altri parametri meteorologici quali l'effetto barico inverso e le condizioni iniziali. Pertanto l'anomalia meteorologica del livello (a volte indicato come livello residuo) deve essere corretto. In questo lavoro si propone di utilizzare una serie di Reti Neurali Artificiali (RNA) volte a correggere la previsione per ogni ritardo temporale. L'utilizzo delle reti prevede una fase di addestramento. Tale operazione è iterativa e ha termine alla fine di un numero prestabilito di epoche di addestramento oppure quando lo scarto quadratico medio raggiunge un valore di soglia prefissato. Se la rete viene ritenuta affidabile, può essere invece applicata per scopi operativi (*Bajo and Umgieser*, 2010). Un punto di cruciale importanza è la scelta dei neuroni di ingresso. In questo caso si propone di utilizzare (a) il livello non calibrato ottenuto dall'approccio fisicamente basato, (b) misure recenti di livello nel PI e (c) i valori di pressione atmosferica al centro delle aree in cui è stato diviso il bacino.

3 APPLICAZIONE AD UN CASO REALE

Questo paragrafo ha lo scopo di illustrare l'applicazione del metodo a un PI posto nella parte alta del Mar Adriatico. Come noto l'intero bacino è soggetto a eventi di sovrizzo di tempesta generati prevalentemente da cicloni di origine atlantica che investono il bacino da Sud, Sud-Est (Cecconi *et al.*, 1999), quindi parallelamente al suo asse. Il bacino è stato discretizzato in 19 aree ($N=19$), al fine di poter utilizzare i dati lungo l'asse del bacino forniti in previsione dai maggiori centri di previsione con discretizzazione tipicamente pari a 0.25° . Le funzioni di risposta unitaria sono state calcolate con il modello numerico "Regional Ocean Modeling System" (ROMS, Haidvogel *et al.*).

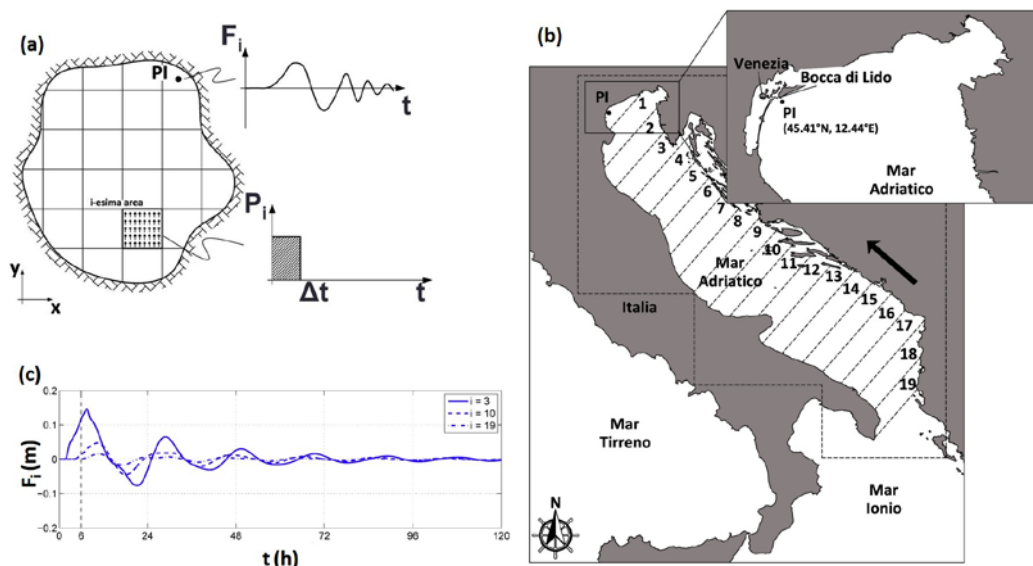


Figura 1. (a) Schematizzazione del significato della funzione di risposta unitaria; il pannello (b) illustra la discretizzazione del Mar adriatico utilizzata per la valutazione della funzione di risposta unitaria. La linea tratteggiata indica il dominio computazionale. Il punto evidenziato in nero indica il punto di interesse (PI); Il pannello (c) mostra le funzioni di risposta unitaria calcolate in corrispondenza di aree differenti.

Mediante un'analisi di sensitività è stato verificato che in questo caso, a causa della particolare posizione del PI, è possibile utilizzare solo la componente di vento proiettata lungo la direzione principale del bacino ($\sim 324^\circ\text{N}$), senza dover utilizzare entrambe le componenti cartesiane U e V. Sono state quindi condotte 19 simulazioni (una per ogni area ed una sola volta) utilizzando un dominio computazionale con una risoluzione pari a $3'$ ($\sim 5500\text{m}$, 175×185 punti di calcolo) che copre l'intero Adriatico più una parte del Mar Ionio (Figura 1b). La configurazione batimetrica è stata definita a partire dal database batimetrico "Etopo 1" (Amante & Eakins, 2009). Sono state imposte condizioni al contorno di riflessione sulle coste e di radiazione in corrispondenza del dominio aperto nella parte Sud. E' stato imposto un impulso di vento di durata 6h (in accordo con le tipiche risoluzioni temporali adottate dai maggiori centri di previsione meteorologica), mentre le funzioni di risposta (Figura 1c) hanno una risoluzione temporale di $\Delta\tau = 900$ s. Sono state addestrate 48 reti neurali, una per ogni ritardo temporale, mediante una rete con 5 strati nascosti (di 5 neuroni ciascuna) e un valore in uscita costituito dal livello previsto per il ritardo considerato. Le reti sono state addestrate per gli anni 2009-2011, testate sull'anno 2012 e utilizzate sul 2013. Un tipico risultato, in termini di livello totale (dato dalla sovrapposizione della componente meteorologica e dalla componente astronomica) è riportato in Figura 2.

Al fine di valutare quantitativamente le prestazioni del metodo nel predire il livello di marea totale è stata condotta un'analisi statistica. Sono state valutate la media (μ) e la deviazione standard (σ) della differenza tra valori previsti ed osservati. Si può notare che la media è circa pari a 0.04 m (in valore assoluto) e che, come atteso, la deviazione standard cresce al crescere del tempo di ritardo. I risultati risultano comparabili con quelli ottenuti da Bajo and Umgiesser (2010) in un PI posto poco fuori la laguna di Venezia (45.31°N , 12.51°E), seppur ottenuti con un metodo caratterizzato da un basso onere computazionale.

4 OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro è stato presentato un metodo di previsione in tempo reale degli eventi di sovrалzo di tempesta in bacini semi-chiusi. Il metodo è basato su un metodo misto nel quale i risultati di un approccio fisicamente basato vengono corretti mediante l'utilizzo di tecniche statistiche. Il metodo è stato applicato per un punto di interesse nella parte nord dell'Adriatico, soggetto ad eventi estremi di sovrалzo di marea. Un'analisi statistica dei risultati ha dimostrato che l'affidabilità del metodo è soddisfacente soprattutto in relazione alla sua semplicità.

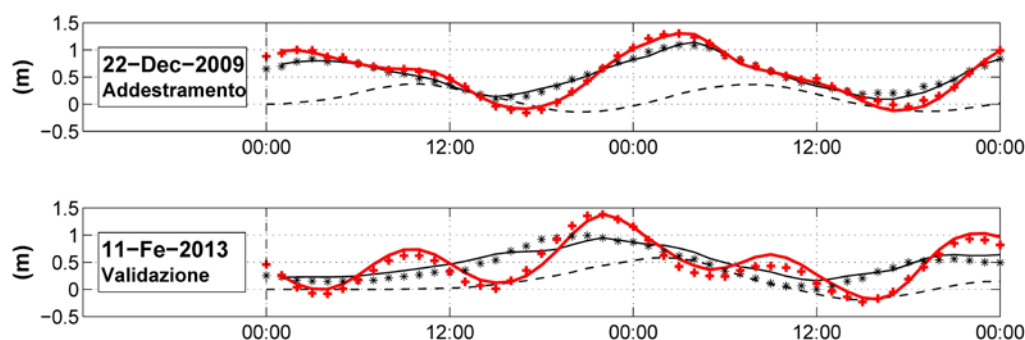


Figura 2. Comparazione tra il residuo non calibrato (linea tratteggiata), il residuo corretto (linea continua), livello totale previsto (linea rossa continua), residuo misurato (stelle) a livello totale misurato (croci).

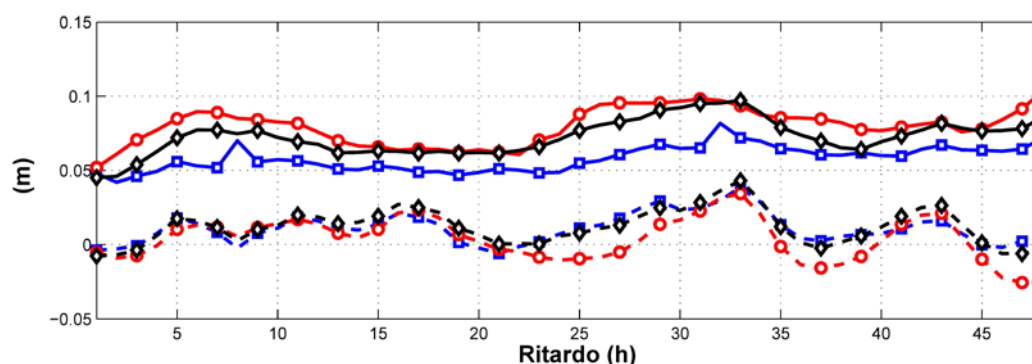


Figura 3. Deviazione standard (linea continua) e media (linea tratteggiata), della differenza tra valori sincroni di livello totale previsti ed osservati in funzione del tempo di ritardo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bajo, M., Umgiesser, G., 2010. Storm surge forecast through a combination of dynamic and neural network models. *Ocean Model.* 33, 1-9.
- Cecconi, G., Canestrelli, P., Corte, C., Di Donato, M., 1999. Climate record of storm surges in Venice. In: *RIBAMOD River Basin Modelling, Management and Flood Mitigation, Concerted Action, Proc. Of the Final Wallingford Workshop*. European Commission, Luxembourg, EUR 18287 EN, pp. 149-156.
- De Girolamo, P., Di Risio, M., Romano, A., Molfetta, M., 2014. Landslide tsunamis: physical modeling for the implementation of tsunami early warning systems in the Mediterranean Sea. *Procedia Eng.* 70, 429-438.
- Pugh, D.T., 1996. *Tides, Surges and Mean Sea-level* (reprinted with corrections). John Wiley & Sons Ltd. ISBN: 047191505.
- Roos, P.C., Schuttelaars, H.M., 2011. Influence of topography on tide propagation and amplification in semi-enclosed basins. *Ocean Dyn.* 61, 21-38.
- World Meteorological Organization, 2011. *Guide to Storm Surge Forecasting*. WMO. ISBN: 9789263110763.
- Haidvogel, D.B., Arango, H., Budgell, W.P., Cornuelle, B.D., Curchitser, E., Di Lorenzo, E., Fennel, K., Geyer, W.R., Hermann, A.J., Lanerolle, L., et al., 2008. Ocean forecasting in terrain-following coordinates: formulation and skill assessment of the regional ocean modeling system. *J. Comput. Phys.* 227, 3595-3624.
- Amante, C., Eakins, B., 2009. *Arc-minute Global Relief Model: Procedures, Data Sources and Analysis (ETOPO1)*. NOAA, National Geophysical Data Center, Boulder, Colorado, USA.

THE USE OF HIGH RESOLUTION COASTAL MODELLING IN OPERATIONAL APPLICATIONS

Achilleas G. Samaras¹, Maria Gabriella Gaeta¹, Adrià Moreno Miquel² & Renata Archetti²

(1) CIRI – EC, Fluid Dynamics Unit, University of Bologna, Via del Lazzaretto 15/5, Bologna, 40131, Italy; (2) Department of Civil, Chemical, Environmental and Materials Engineering, University of Bologna, Viale Risorgimento 2, Bologna, 40136, Italy.

KEY POINTS

- *Highlighting of the importance of high resolution modelling for coastal planning, decision support and assessment.*
- *Comparison of the open-source TELEMAC suite with the well-known commercial software MIKE21 in fundamental wave-hydrodynamics modelling applications; good overall agreement of models' results.*
- *Presentation of a multiparametric approach for the rapid assessment of wave conditions in coastal areas.*

1 INTRODUCTION

Accurate predictions of waves, currents and sea level variations in coastal areas are essential for a wide range of research and operational applications, as they govern inundation, sediment and pollutant transport, coastal morphology evolution and interactions with structures. Accordingly, numerical models that can serve the above purposes have become the main tool for researchers, engineers and policymakers around the world involved in coastal planning, risk management and monitoring activities.

A series of model coupling and nesting techniques, as well as entire methodological frameworks, have been proposed and applied in various research attempts for the development of modelling systems with the aforementioned characteristics. However, integrated systems comprising atmosphere, ocean and coastal models do present a number of challenges for their users, regarding both data interoperability and downscaling/nesting techniques, also demanding significant computational expense in order to arrive to high resolution simulations near coasts. Furthermore, for a series of activities in coastal/marine planning, vulnerability/risk assessment and coastal protection measures/infrastructure design, either only parts of local hydrodynamics information are required, or the respective approaches are based on the study of frequent/extreme condition scenarios.

The present work follows the rationale described right above, comparing two modelling suites (i.e. TELEMAC and MIKE21) in the representation of nearshore dynamics, and proposing a multiparametric scenario-based approach for the rapid assessment of wave conditions in coastal zones. The study areas for the presented applications are all located in South Italy. TELEMAC and MIKE21 results are compared on the basis of wave/current characteristics, along linear trajectories from the offshore to the nearshore and at specific points inside/outside the breaker zone. As for the scenario-based approach, its background and formulation are presented in detail, along with its implementation in the framework of an operational system.

2 METHODS AND APPLICATION SETUP

2.1 Wave and hydrodynamics modelling

Wave modelling within the TELEMAC and MIKE21 suites is performed using the third-generation spectral wave models TOMAWAC and MIKE21-SW, respectively. The physical processes modelled comprise: (a) energy source/dissipation processes, (b) non-linear energy transfer conservative processes, and (c) wave propagation-related processes. Both models solve the governing equation by means of finite element-type methods to discretize geographical and spectral space, while the geographical domain is discretized by unstructured triangular meshes. Hydrodynamics modelling is performed using TELEMAC-2D and MIKE21-HD, respectively, which solve the 2D shallow water equations, derived by integrating the Reynolds-averaged Navier-Stokes equations over the flow depth. The models' primitive equations are solved by means of finite element/volume methods, while the geographical domain is discretized by unstructured triangular meshes.

TELEMAC and MIKE21 suites are compared in fundamental wave-hydrodynamics modelling applications, aiming to test models' performance and representation of the various processes governing wave propagation and wave-induced nearshore hydrodynamics. The comparison is performed for both single wave events and time-series or random waves, representative of typical applications for coastal planning, decision support and assessment. Figure 1 shows the study area, located northwest of the city of Brindisi (South Italy), as well as the outline of the computational domain, mesh, bathymetry, linear trajectories and points for results' analysis. Model runs, referring to coupled wave and hydrodynamics models applications (i.e. coupled TOMAWAC – TELEMAC-2D and MIKE21-SW – MIKE21-HD runs), were setup for combinations of: (a) various processes included in the spectral wave models' setup (i.e. breaking, bottom friction, whitecapping and triad interactions); and (b) two wave events and two 12-hour time series forcings at the domain's offshore boundary.

2.2 Multiparametric approach for the rapid assessment of wave conditions

The proposed approach is scenario-based, thus its first step consists in defining a number of scenarios representing wave conditions in the wider area of interest based on a dataset of three aggregated wave parameters, namely: the significant wave height H_s , the peak period T_p and the mean wave direction Dir_m . Next, dataset parameters are further divided into a number of classes each, forming by aggregation the sets of $H_s - T_p - Dir_m$ henceforth referred to as "scenarios". These scenarios are afterwards used (in sequence) as boundary conditions for the wave model runs, resulting in an extensive dataset of model results for the entire computational domain, stored in ASCII files. These files form the high-resolution wave condition database along with a query algorithm, serving as the "bridge" between coarser-resolution operational models and the aforementioned produced dataset. The query algorithm is responsible for: (a) identifying the boundary wave conditions given by the coarser resolution model (as sets of $H_s - T_p - Dir_m$); and (b) scanning the dataset for the ASCII file corresponding to the specific wave conditions and retrieving it. In the case that no dataset file

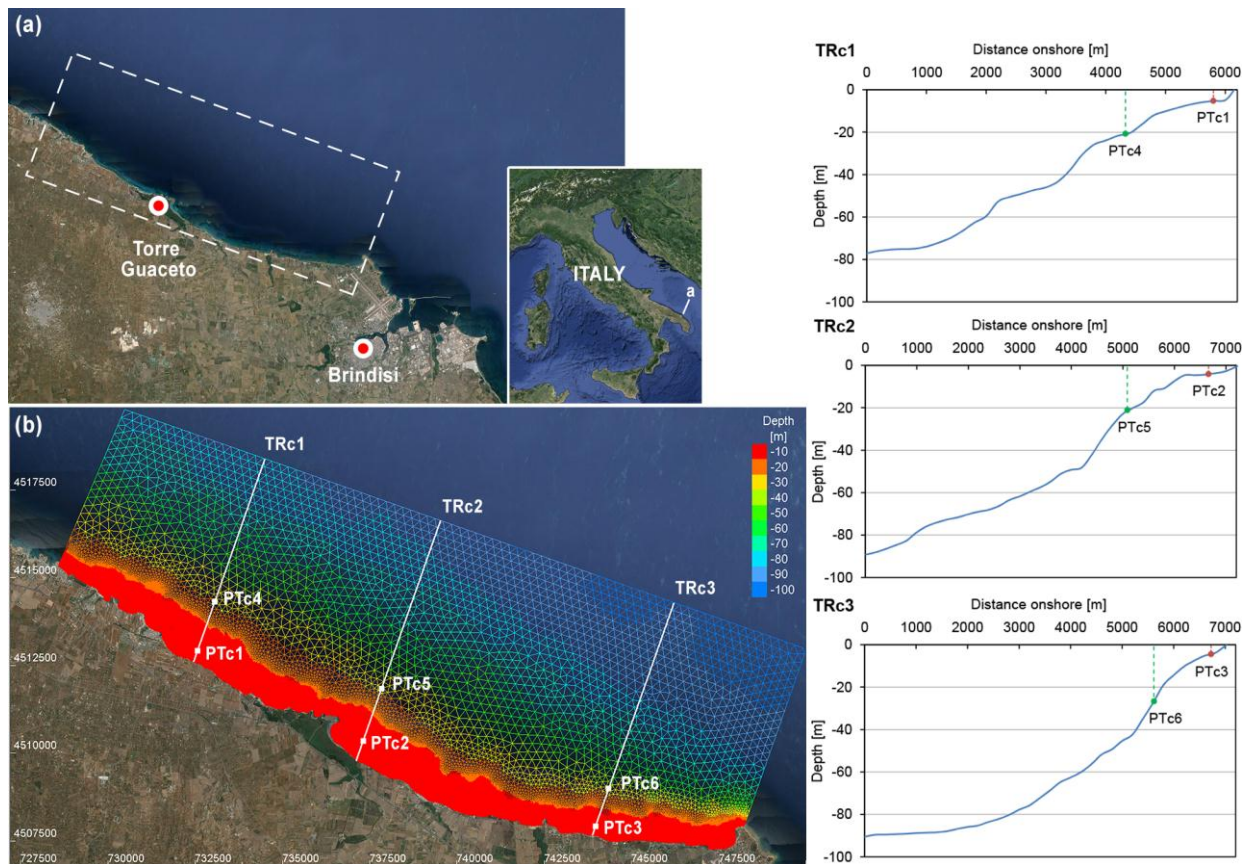


Figure 1. (a) Satellite image of the wider area and outline of the computational domain for the Brindisi – Torre Guaceto case study; (b) mesh, bathymetry, linear trajectories and points for results' analysis (background images from Google Earth, 2016; privately processed).

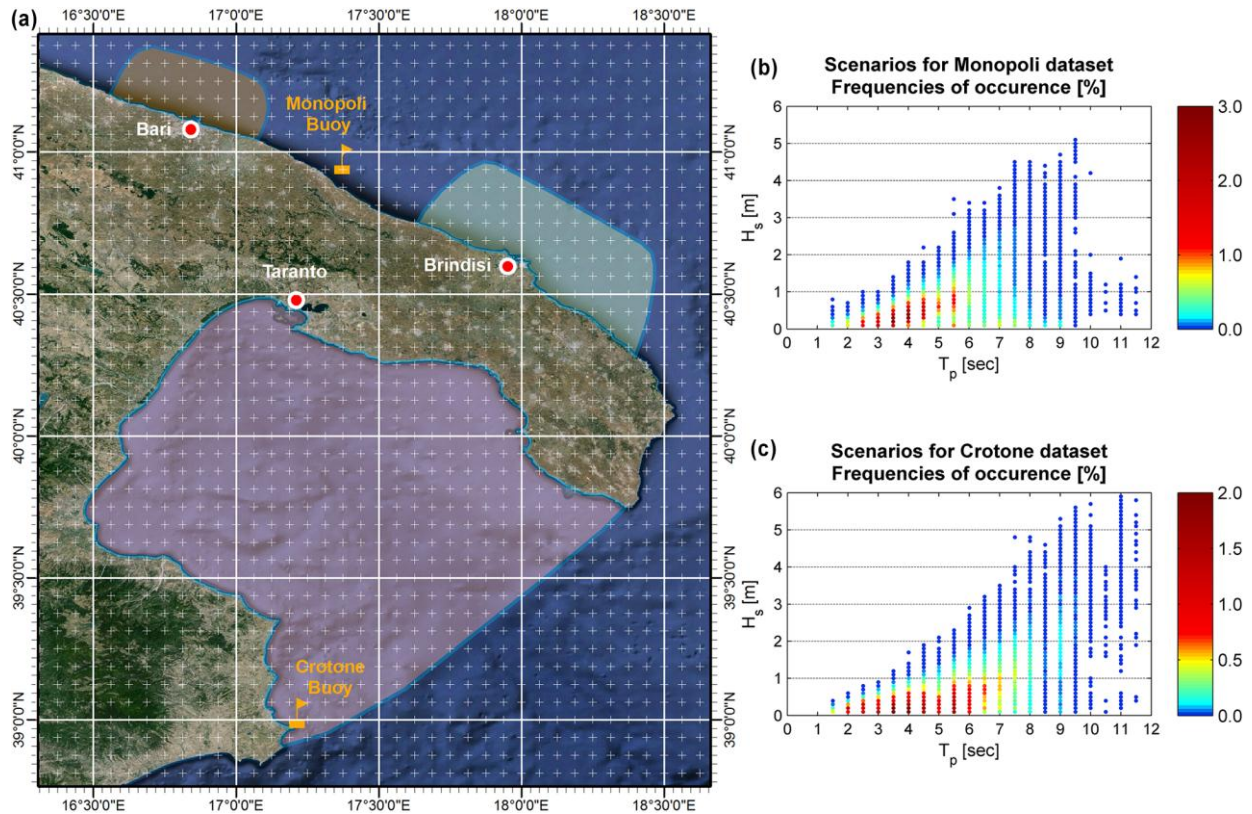


Figure 2. (a) Computational domain outlines for the three areas in South Italy where the proposed multiparametric approach was applied, and locations of the Monopoli and Crotone buoys, with the grid lines and points representing the WAVEWATCH III rectilinear grid (background image from *Google Earth*, 2016; privately processed); (b), (c) Frequencies of occurrence of the scenarios' $H_s - T_p$ pairs for the Monopoli and Crotone datasets, respectively.

matches exactly the set of defined wave parameters, the algorithm will additionally: (c) define the upper and lower classes' boundaries for all three parameters (i.e. H_s , T_p , Dir_m) on the basis of their original query values, scan the dataset and retrieve the respective ASCII files; (d) implement a trilinear interpolation in the three-dimensional $H_s - T_p - Dir_m$ space (according to *Bourke*, 1999; *Kreyszig*, 2010) for each node of the computational mesh; and finally (e) store the derived parameter values in a new query-tailored ASCII file. The latter will represent the nearshore wave conditions for the query-defined set of wave parameters.

The approach was applied to three areas of interest in South Italy: the areas around the cities/ports of Brindisi and Bari, as well as the entire Gulf of Taranto (see Figure 2(a)). Accordingly, the scenarios representing wave conditions in the wider area were defined based on the analysis of data from the buoys of Monopoli and Crotone (see Figure 2(a)). Figures 2(b) and 2(c) show the frequencies of occurrence of the scenarios' $H_s - T_p$ pairs for the Monopoli and Crotone datasets, respectively. Simulations were performed using MIKE-SW; the previously defined scenarios were used – in sequence – as boundary conditions for the model runs (Monopoli dataset: Brindisi and Bari runs; Crotone dataset: Gulf of Taranto runs).

3 RESULTS AND CONCLUSIONS

Figure 3 shows the comparison of TELEMAC and MIKE21 results for selected model runs, at points *PTc1*, *PTc2* and *PTc3* inside the breaker zone (see Figure 1(b)). The *Tc31*, *Tc32*, *Tc33* and *Tc34* names refer to runs for one of the two time series forcings at the domain's offshore boundary. The second number in the runs' names denotes the combination of processes included in the TOMAWAC and MIKE21-SW setup, that is: 1 = breaking + bottom friction; 2 = 1 + whitecapping; 3 = 2 + Triads (LTA model; *Eldeberky & Battjes*, 1995); 4 = 2 + Triads (SPB model – TELEMAC-only run; *Becq*, 1998). Analysis for the extensive set of runs showed an overall satisfactory agreement between the two modelling suites (in terms of both wave and current characteristics) and is deemed to provide useful insights on their individual capabilities and

comparative evaluation. The study retains a strong user-oriented component, as well, showing examples of how models perform under typical coastal application scenarios and how basic physical processes affect the computed parameters of interest

The proposed multiparametric approach was successfully implemented in the framework of the Italian Flagship Research Project “TESSA”, using WAVEWATCH III (Tolman, 2009) to feed sets of offshore wave characteristics to the query algorithm in order to provide with the nearshore wave conditions from the created database of MIKE-SW results. Its performance was tested for a series of different wave conditions for the three areas of interest (see Figure 2(a)) and the algorithm managed to deliver results in a fast and seamless way at all times, supporting the rationale behind this study and setting the basis for future work on the same path.

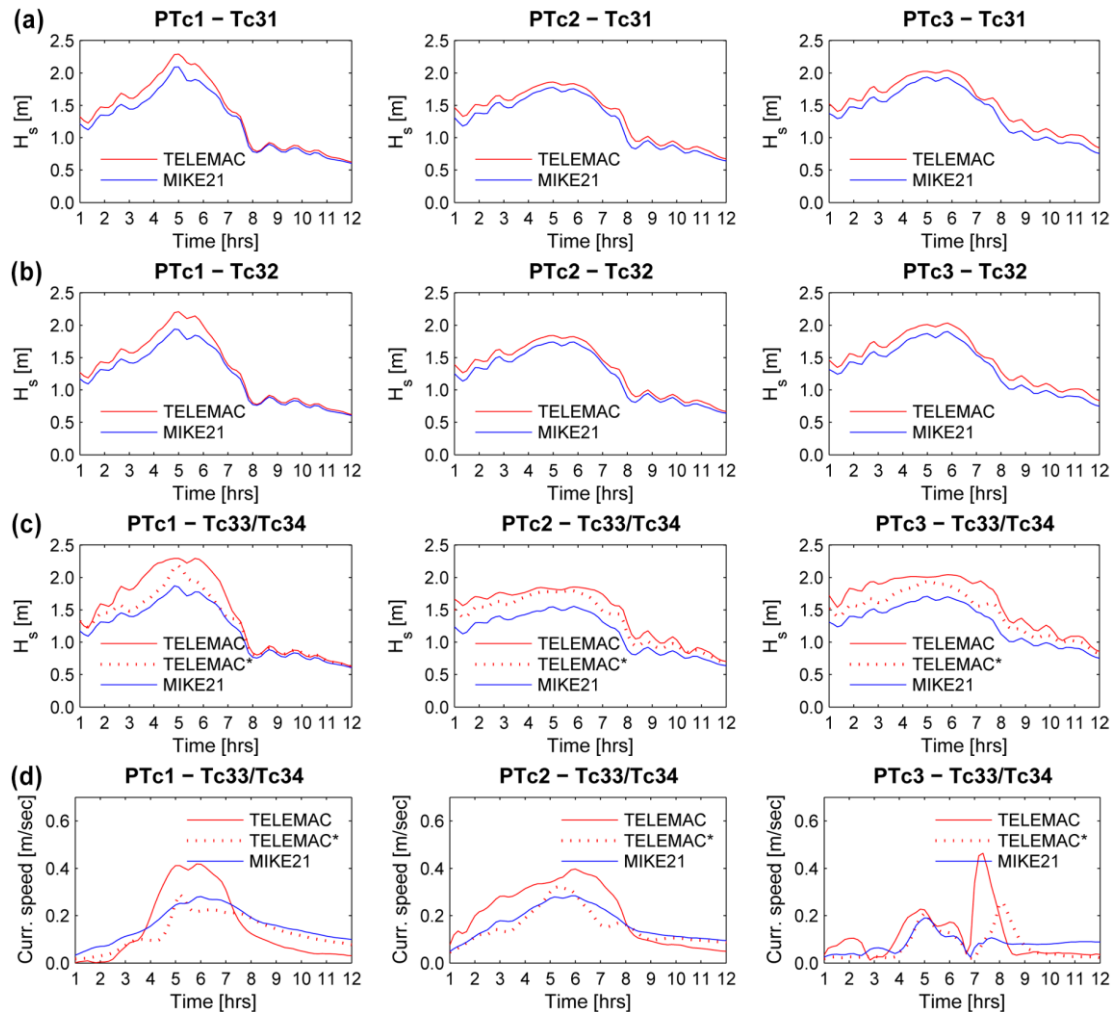


Figure 3. Comparison of TELEMAC and MIKE21 results at points *PTc1*, *PTc2* and *PTc3* within the breaker zone for the Brindisi-Torre Guaceto case study, for runs: (a) *Tc31*, (b) *Tc32* and (c) *Tc33/Tc34** regarding H_s , and (d) *Tc33/Tc34** regarding *Curr. speed*.

REFERENCES

- Becq, F. Extension de la modélisation spectrale des états de mer vers le domaine côtier, Ph.D. dissertation, Université de Toulon et du Var, La Garde, France, 1998.
- Bourke, P. Interpolation methods: <http://paulbourke.net/miscellaneous/interpolation/>, 1999.
- Eldeberky, Y. & Battjes, J. A. Parameterisation of triads interactions in wave energy models, Coastal Dynamics Conference '95, Gdansk, Poland, 1995.
- Google Earth. Image ©2016 TerraMetrics, Data SIO, NOAA, U.S. Navy, NGA, GEBCO, 2016.
- Kreyszig, E.: Advanced Engineering Mathematics, John Wiley & Sons, Inc., 2010.
- Tolman, H. L. User manual and system documentation of WAVEWATCH III version 3.14, NOAA / NWS / NCEP / MMAB, 2009.

MEDITERRANEAN WIND WAVE MODEL (MWM): A 37 YEARS HINDCAST DATABASE OF WIND AND WAVE CONDITIONS AND A BASE FOR RELOCATABLE OPERATIONAL FORECAST MODELS

Andrea Pedroncini ¹, Giorgio Contento ², Luca Donatini ², Luis Alberto Cusati ¹, Guido Lupieri ², Henrik Kofoed Hansen & Rodolfo Bolaños Sanchez ³

(1) DHI S.r.l., Italy; (2) HyMOLab – Department of Engineering and Architecture – University of Trieste, Italy; (3) DHI, Denmark.

KEY POINTS:

- A database of wind and wave hindcast conditions for the entire Mediterranean Sea (1979-2015) has been established through the setup and calibration of state of the art wind and wave numerical models
- Extensive validation at basin, sub-basin and local scale has been carried out through comparison with both satellite and buoy data
- Relocatable forecast models can be rapidly implemented starting from spectral outputs of MWM. High resolution forecasts can be produced in less than one day

1 INTRODUCTION

The availability of reliable wind and wave data is of primary importance in planning and managing operations at sea. A wide range of sectors of activity – such as coastal engineering, oil and gas, civil protection, renewable energy, design of offshore structures can benefit from the availability of high quality wind and wave data.

Today, the availability of measured reliable data in the Mediterranean Sea is often very limited, due to the small number of stations at sea and, where applicable, the number of years recorded. In addition, the high complexity of the Mediterranean Sea, which is characterized by large variability of wind and wave conditions in relatively small temporal and spatial scales, also requires extensive knowledge of local physical phenomena at proper temporal and spatial resolution.

Therefore, a joint project was undertaken by DHI and HyMOLab, aimed at the development of a met-ocean model chain suitable for producing reliable wind and wave data at Mediterranean scale.

The hindcast database now covers 37 years, from 1979 to 2015. The database is composed by hourly wind and wave data over the whole Mediterranean basin, at a resolution of around 10 km for the wind and a variable resolution for the waves, ranging from around 10 km at open sea up to around 3 km in shallow water areas, near the coast and around islands.

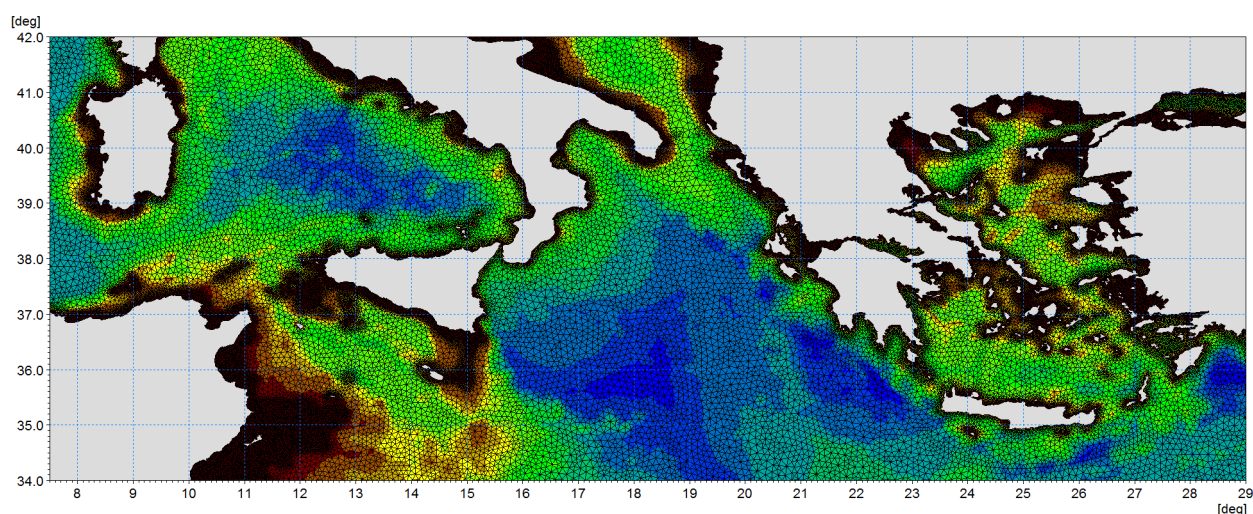


Figure 1. Unstructured mesh used in the wave model – detail of the central part of the Mediterranean Sea including Tyrrhenian, Ionian and Aegean Seas.

2 THE MODELS CHAINS

The models chain developed for hindcast purposes was then adapted to establish an operational forecast service. The hindcast and forecast models chains are very similar. The only difference lays in the first step of the modelling chains (i.e. the simulation of the whole atmosphere at global scale). Here, the CFSR (Climate Forecast System Reanalysis) global reanalysis dataset produced and freely published by NCEP (National Centers for Environmental Prediction) (see *Saha et al*, 2010) is used for the hindcast; the dataset includes hourly global atmospheric data with a spatial resolution of 0.5° .

The GFS (Global Forecast System) global forecast dataset produced and freely published by NCEP (*Environmental Modeling Center* 2003) is used for the forecast; the dataset includes three-hourly global atmospheric data with a spatial resolution of 0.5° .

When dealing with complex basins like the Mediterranean Sea, the atmospheric data produced by a global simulation should be downscaled by using them as initial and boundary conditions for a local area atmospheric model. The local area simulations can be performed at much higher resolutions, and are responsible for the development of the mesoscale weather phenomena, not seen by the global/coarse simulations. The local area models produce a high resolution wind field suitable to be used as the forcing term for the wave model. Among others, *Bolaños-Sanchez et al* (2007) concluded that the main sources of error in the wave estimates are related to the quality of the forcing wind fields and its spatial resolution.

The high resolution wind field for the entire Mediterranean Sea is produced using the atmospheric model WRF-ARW (Weather Research and Forecast - Advanced Research WRF) – version 3.4.1 (3.7.1 since September 2015), developed by NCAR (National Center for Atmospheric Research) (*Michalakes, et al.*, 2001, *Michalakes, et al.*, 2004, *Skamarock & Klemp* 2008); WRF-ARW is presently considered among the best state-of-the-art non hydrostatic meteorological models.

The commercial wave model MIKE21 Spectral Waves developed by DHI, a state of the art third generation wave model with support for unstructured triangular grids (see *Sorensen et al*, 2004) is used for modelling wave generation and transformation.

3 THE HINDCAST DATASET

Wind and integrated wave parameters are stored at each model element / cell. Wave energy spectral information (30 bins for frequency, 24 bins for direction) are stored on a regular grid ($0.1^\circ \times 0.1^\circ$) covering the entire domain, thus giving the possibility of using MWM as base for implementing higher resolution hindcast or forecast models without losing any information at the open boundaries produced by the parent model.

The hindcast database has been extensively validated at basin, sub-basin and local scale through comparison with both satellite and buoy data. The model/observations comparison is carried out through a synchronous, co-located approach at the buoys locations, while a small relaxation of the space/time window in which the simulated data are extracted has also been implemented when comparing model and satellite data (*Donatini et al*, 2015).

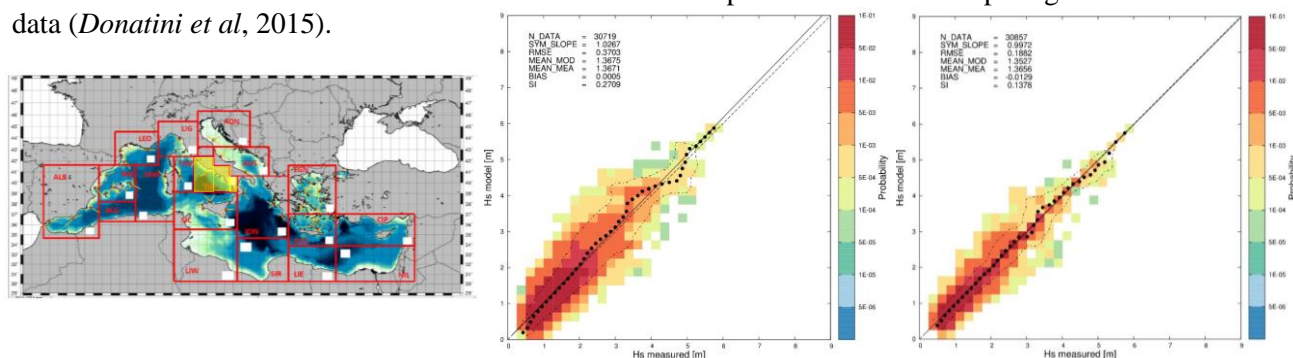


Figure 2. Probability scatter plots (PSP) of Significant Wave Height (Hs) for the Envisat satellite. Synchronous (central panel) and relaxed (right panel) comparison. Model and satellite data used for comparison are extracted for the area highlighted in the left panel.

4 THE FORECAST SERVICES

As anticipated, the same models chain was adapted for forecast purposes and an operational forecast service was set up and is currently maintained on the High Performance Computing (HPC) infrastructure of HyMOLab.

The temporal and spatial resolution at Mediterranean scale might be not able to provide the needed forecast accuracy in some cases (local emergencies at sea near the coast, offshore works requiring limited time window of calm conditions to operate, etc.). A solution of this problem is addressed by relocatable models, which can be rapidly deployed and provide high resolution forecasts starting from the Mediterranean scale model. Through specific tools developed, it is possible to rapidly generate spectral open boundaries at any location in the Mediterranean Sea starting from the directional spectral information at single points stored within MWM. In addition, the availability of bathymetry data at proper resolution makes it possible to produce high resolution forecasts for specific areas in less than one day.

An experimental high resolution forecast model chain was already developed, resulting in an Adriatic domain simulated at resolutions of 3 to 0.5 km along the coast for the wave model. The 0.1° WRF model at Mediterranean scale can be used in case of urgent need of high resolution wave forecast, while downscaling of atmospheric model can be carried out if planned in advance, as for the Adriatic forecast case (the resolution of WRF model being 3.5 km).

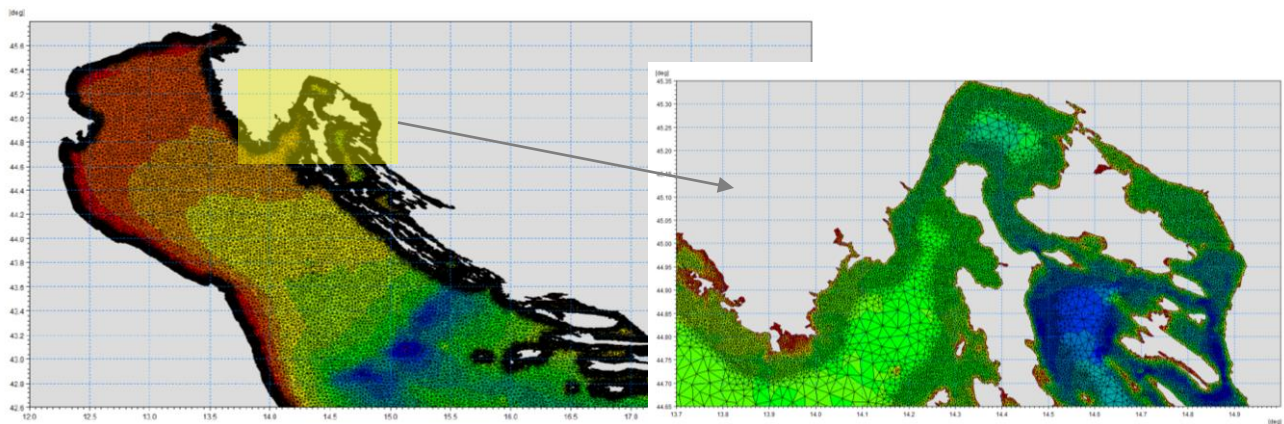


Figure 3. High resolution forecast model of the Adriatic Sea. In the left panel a detail of the unstructured mesh used in the wave model is illustrated. In the right panel a detail of the mesh around the Kvarner Islands is reported.

Both the hindcast dataset and the forecast operational products are part of the commercial package MWM (Mediterranean Wind Wave Model).

REFERENCES

- Bolaños-Sanchez R., Sanchez-Arcilla A. & Cateura J. (2007) "Evaluation of two atmospheric models for wind-wave modeling in the NW Mediterranean." *Journal of Marine Systems* 65: 336-353.
- Donatini L., Lupieri G., Contento G., Pedroncini A., Cusati L.A. & Crosta A. (2015) "MWM: a 35 years wind & wave high resolution hindcast dataset and an operational forecast service for the Mediterranean Sea." In *Proceedings of the 18th International Conference on Ships and Shipping Research 2015*, June 24th – 26th, Lecco, Italy.
- Environmental Modeling Center (2003) "The GFS atmospheric model." National Center for Environmental Prediction Office Note 442.
- Michalakes J., Chen S., Dudhia J., Hart L., Klemp J., Middlecoff J. & Skamarock W. (2001) "Development of a Next Generation Regional Weather Research and Forecast Model." *Developments in Teracomputing*. In *Proceedings of the 9th ECMWF Workshop on the Use of High Performance Computing in Meteorology*. Eds. Walter Zwiefelhofer and Norbert Kreitz. World Scientific, pp. 269-276.
- Michalakes J., Dudhia J., Gill D., Henderson T., Klemp J., Skamarock W. & Wang W. (2004) "The Weather Research and Forecast Model: Software Architecture and Performance." In *Proceedings of the 11th ECMWF Workshop on the Use of High Performance Computing in Meteorology*. Eds. Walter Zwiefelhofer and George Mozdzyński. World Scientific, pp. 56 - 168.
- Saha, S., Moorthi, S., Pan et al. (2010) "The NCEP Climate Forecast System Reanalysis." *Bull. Amer. Meteor. Soc.*, Vol. 91, 1015 - 1057.
- Skamarock W.C. & Klemp J.B. (2007) "A time-split non hydrostatic atmospheric model for research and NWP applications." *J.*

Comp. Phys. Special issue on environmental modeling.

Sorensen O.R., Kofoed-Hansen H., Rugbjerg M. & Sorensen L.S., (2004) "A Third Generation Spectral Wave Model Using an Unstructured Finite Volume Technique." In Proceedings of the 29th International Conference of Coastal Engineering, 19-24 September 2004, Lisbon, Portugal.

ANALISI DELLE MAREGGIATE ESTREME NEI MARI ITALIANI

Alessia Arena ¹, Giuseppe Barbaro ² & Giandomenico Foti ³

(1) Università degli Studi “Mediterranea” di Reggio Calabria, Dipartimento DICEAM, alessia.arena2014@gmail.com; (2) Università degli Studi “Mediterranea” di Reggio Calabria, Dipartimento DICEAM, giuseppe.barbaro@unirc.it; (3) Università degli Studi “Mediterranea” di Reggio Calabria, Dipartimento DICEAM, giandomenico.foti@unirc.it

ASPETTI CHIAVE

- Analisi omnidirezionale e direzionale delle mareggiate estreme nei mari italiani, rappresentate mediante il modello delle mareggiate triangolari equivalenti
- Grandezze stimate: parametri caratteristici della località (a_{10} , b_{10} , K_1 , K_2) e regressione basi-altezze (sia rappresentativa di ciascuna località che rappresentativa di tutte le località)
- Dati utilizzati: dati della Rete Ondametrica Nazionale (RON), aggiornati al 2014

1 INTRODUZIONE

Le mareggiate sono eventi meteo-marini di forte intensità che, generalmente, producono impatti significativi sulle coste in termini di erosioni, allagamenti e danni alle opere di difesa portuale e costiera ed alle infrastrutture per cui riuscire a stimare in maniera attendibile le grandezze caratteristiche di una mareggiata di fissato tempo di ritorno riveste fondamentale importanza nella progettazione di opere ed interventi nella fascia costiera e nella gestione della suddetta fascia.

Una mareggiata può essere definita come “una successione di stati di mare durante la quale l'altezza significativa H_s supera una soglia critica e non scende al di sotto di essa per durate temporali continuative superiori ad un valore critico” (Boccotti, 1997). Tali valori critici possono essere fissati, rispettivamente, pari a 1.5 H_s e 12 ore (Arena & Barbaro, 1999; Boccotti, 2000, 2015).

L'analisi descritta nella memoria si basa sul modello delle mareggiate triangolari equivalenti (MTE, Boccotti, 1997), che permette di associare ad ogni mareggiata reale una rappresentazione grafica triangolare che possiede le seguenti caratteristiche: l'altezza del triangolo corrisponde al massimo valore di altezza significativa registrata nel corso della mareggiata reale e rappresenta l'intensità della MTE, mentre la base del triangolo è tale che l'altezza d'onda massima attesa durante la MTE corrisponda all'altezza d'onda massima attesa durante la mareggiata reale, che si ricava mediante procedura iterativa e rappresenta la durata della MTE. Pertanto, analizzare le MTE in luogo di quelle reali conduce ad una notevole semplificazione analitica.

2 METODOLOGIA DI CALCOLO E RISULTATI OTTENUTI

L'analisi è stata condotta analizzando i dati delle boe di Alghero, Cetraro, Crotone, La Spezia, Ortona e Ponza della Rete Ondametrica Nazionale (RON). Per l'analisi omnidirezionale è stato esaminato il 25% delle mareggiate più forti registrate in ciascuna località mentre per l'analisi direzionale le mareggiate sono state raggruppate in settori di 30° ciascuno ed è stato preso in considerazione il settore da cui provengono quelle più forti, esaminandone in tal caso una percentuale pari al 20% di esse. Le ipotesi appena descritte permettono di focalizzare l'analisi sulle mareggiate estreme, di maggiore interesse nella protezione e gestione della fascia costiera.

Per ciascuna delle località sopra menzionate sono stati calcolati i valori dei parametri caratteristici a_{10} , b_{10} , K_1 e K_2 (Arena & Barbaro, 1999; Boccotti, 2000, 2015), dove a_{10} e b_{10} sono, rispettivamente, il valore medio delle altezze e delle basi dell'insieme costituito dalle N mareggiate più forti registrate nella località in esame (dove N è pari al numero di anni di registrazione disponibili, moltiplicato per 10) mentre K_1 e K_2 sono i parametri della regressione basi-altezze (Arena & Barbaro, 1999; Boccotti, 1997, 2000, 2015):

$$\frac{\bar{b}(a)}{b_{10}} = K_1 + K_2 \frac{a}{a_{10}} \quad (1)$$

Boa	Anni registrazione	h_{crit} [m]	a_{10} [m]	b_{10} [ore]	K_{1omni}	K_{2omni}
Alghero	25	1.87	5.94	43	2.04	-1.01
Cetraro	16	1.10	3.38	47	1.25	-0.26
Crotone	25	1.12	3.63	42	1.22	-0.23
La Spezia	24	1.21	2.41	41	1.42	-0.41
Ortona	23	1.03	3.70	49	1.31	-0.30
Ponza	26	1.39	3.30	41	1.54	-0.52

Tabella 1. Parametri caratteristici e numero di anni di registrazione per ciascuna località presa in esame.

La regressione basi-altezze omnidirezionale, rappresentativa di tutte le località prese in esame, ha andamento mostrato in Figura 1a ed i valori dei parametri K_1 e K_2 sono pari, rispettivamente, a 1.34 e -0.34 mentre la regressione basi-altezze direzionale, rappresentativa di tutte le località prese in esame, ha andamento mostrato in Figura 1b ed i valori dei parametri K_1 e K_2 sono pari, rispettivamente, a 1.13 e -0.13. In entrambi i grafici ogni punto raffigurato è rappresentativo di una località, ed è pari alla media dei rapporti:

$$\tilde{a} = \frac{a}{a_{10}} \quad (2)$$

$$\tilde{b} = \frac{b}{b_{10}} \quad (3)$$

calcolati per ciascuna mareggiata presa in considerazione.

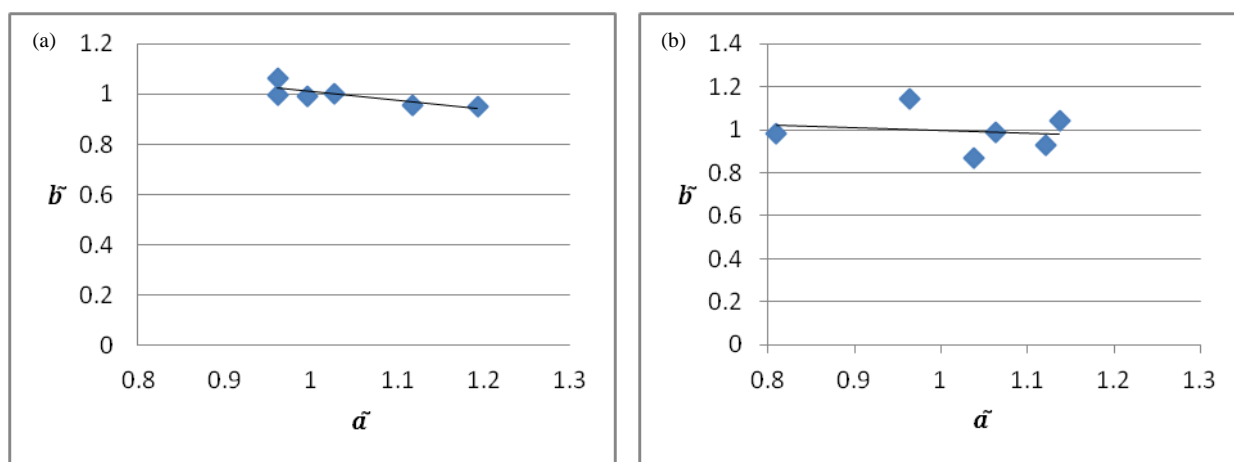


Figura 1. Nel pannello (a) è riportata la regressione basi-altezze omnidirezionale rappresentativa di tutte le località prese in esame mentre nel pannello (b) è mostrata la regressione basi-altezze direzionale rappresentativa di tutte le località prese in esame.

3 SVILUPPI FUTURI

Lo studio descritto sarà esteso a tutte le località italiane in cui sono presenti boe della RON e saranno esaminate anche regressioni basi-altezze di tipo non lineare. Inoltre, saranno stimati i parametri K_1 e K_2 direzionali di ciascuna località e l'analisi direzionale sarà condotta sia considerando settori di ampiezza differente da 30° che valutando l'influenza di eventuali altri settori da cui provengono mareggiate intense.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Servizio Mareografico dell'ISPRA per la disponibilità dei dati aggiornati delle boe della Rete Ondametrica Nazionale (RON).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Arena, F. & Barbaro, G. Il rischio ondoso nei mari italiani ed. Bios, Cosenza, Italia, 1999.
Boccotti, P. Idraulica marittima ed. Libreria Utet, Torino, Italia, 1997.
Boccotti, P. Wave mechanics for Ocean Engineering ed. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands, 2000.
Boccotti, P. Wave mechanics and wave loads on marine structures ed. Elsevier BH, Oxford, UK, 2015.

NUMERICAL INSTRUMENTS TO INVESTIGATE MARINE POLLUTION

Renata Archetti¹, Achilleas Samaras², M.Gabriella Gaeta² & Alberto Lamberti¹

(1) DICAM, University of Bologna; (2) CIRI – EC, Fluid Dynamics Unit, University of Bologna

KEY POINTS

- *Two sources of marine pollution are numerically analyzed by means of open-source models: industrial thermal water releases and oil spill*
- *The effects of thermal discharge in the nearshore are investigated implementing a coupled wave-3D hydrodynamics model*
- *Improvements in numerical modeling are shown in comparison to observations of beached oil after the Lebanon accident in 2006*

1 INTRODUCTION

Effects of marine pollution in the nearshore directly influenced human activities, decreasing water and environmental quality, disturbs the ecological balance in the affected areas. Direct discharges from industrial or urban sewerages, land runoff during storm events and illegal or accidental pollution from ships/ offshore platforms are the main categories to identify pollution inputs into the marine ecosystems. The present work focuses, in particular, on two sources of marine pollution which have a strong impact on seas and coasts, and on the numerical instruments available for their modelling: the thermal pollution due to regularized industrial releases at the coast, and the oils spill following serious accident at the open sea and its beaching process.

Thermal pollution is defined as the degradation of water quality by any process that alters the ambient water temperature in rivers, lakes and coastal areas, with a consequent decrease of the concentration of dissolved oxygen (DO). The industrial use of water as a cooling agent is identified as the main cause of thermal pollution. Industries and power plants typically use water from nearby water bodies to cool their machinery, discharging it back at an elevated temperature. On the other hand, governments and international organizations set various standards regarding effluent temperatures from such facilities, in order to regulate their operation and minimize their environmental impact (*Manivanan & Singh, 2013*). Numerical modeling offers a wide range of options to study thermal discharge and its effects on the quality of inland and coastal waters. By examining various operational and environmental scenarios at relatively short times, advanced numerical models are nowadays an indispensable tool for the effective planning and evaluation of such activities, especially on the basis of respective EU Directives that dictate the continuous monitoring of water bodies.

Representing the transport and fate of an oil slick at the sea surface is a challenging task. Many factors affect the motion and transformation of the slick. The most relevant of these are the meteorological and marine conditions at the air–sea interface (wind, waves and water temperature); the chemical characteristics of the oil; its initial volume and release rates; and, finally, the marine currents at different space scales and timescales. All these factors are interrelated and must be considered together to arrive at an accurate numerical representation of oil evolution and movement in seawater. Oil spill numerical modelling started in the early eighties and, according to state-of-the-art reviews (*Reed et al., 1999*), a large number of numerical Lagrangian surface oil spill models now exist that are capable of simulating three-dimensional oil transport and fate processes at the surface. However, the analytical and discrete formalism to represent all processes of transport, diffusion and transformation for a Lagrangian surface oil spill model are not adequately described in the literature.

Objective of the present work was the development of numerical instruments to investigate nearshore processes following thermal pollution and oil spill, focusing on the effects of a coupled modeling and on an innovative representation of oil-shoreline interaction, respectively. The proposed numerical approach was applied to two different case studies and presented in the following sections.

2 THERMAL DISCHARGE TO COASTAL AREAS USING TELEMAT-3D

The study area interested by thermal pollution comprises the coastal area in the immediate vicinity of the ENEL Federico II power plant at Cerano, near the city of Brindisi in South Italy (see Fig.1a). Covering an area of about 270 hectares and with a total installed capacity of 2640 MW, the specific thermoelectric (coal) power plant is the second largest in Italy and one of the largest in Europe. The width of the discharge channel at its outlet measures 80 m, with a total estimated outflow of 3 bn. tons of water per year. Based on the plant's design conditions, the maximum temperature difference between inlet and outlet waters is set to 12 °C. Regarding environmental standards for the effluent temperature, the respective Italian Regulation (i.e. D. Lgs. n.152) dictates that: (a) the maximum water temperature at discharge should not be higher than 35 °C ($T_{OUT} \leq 35$ °C), and (b) the maximum temperature difference in the coastal field, at a distance of 1,000 m from the outlet, should be lower than 3 °C.

Thermal discharge to the coastal area of Cerano was investigated using the wave and 3D hydrodynamics models of the open-source TELEMAC-MASCARET system (Hervouet, 2007), i.e. TOMAWAC and TELEMAC-3D, directly coupled (two-way coupling) to reproduce the effect of wave-current interactions.

The computational field for TELEMAC-3D/TOMAWAC runs (Figure 1a) measures about 5.1 km in the longshore and 4.2 km in the cross-shore direction. The 2D unstructured mesh was created by defining a uniform edge length of 20 m, resulting in 55,485 nodes forming 109,973 elements; the vertical discretization followed a 5 sigma-level scheme.

The effect of thermal discharge was investigated through distinct scenarios for a combination of (a) tidal and wave conditions, (b) water temperature stratification in the coastal field, and (c) operational characteristics of the power plant (in terms of water discharge / temperature at its outlet). Regarding the seasonality of the aforementioned effects, it was decided to study sets of scenarios representing summer (SUM) and winter (WIN) conditions. Seasonal frequencies of occurrence of winds and waves for the area of Brindisi were extracted from the Meteorological Service of the Italian Air Force, while the seasonal water temperature stratification in the coastal field was based on field measurements acquired from the IONIO Project (IONIO Project, 2015).

The numerical simulations were set up to combine both environmental and operational characteristics, and were defined in order to investigate the effect of waves on effluent behavior by comparing the respective results (coupled TELEMAC-3D and TOMAWAC runs; scenarios SUMw and WINw) with results for calm sea conditions (standalone TELEMAC-3D runs; scenarios SUMs and WINs). The model results of this representative array of scenarios are intercompared and evaluated on the basis of meeting basic standards of respective environmental regulations, providing with useful insights on the numerical simulation of the phenomenon and the potential effects for the specific coastal area. Figure 1b shows the results of the surface temperature distribution for the computation reproducing the summer scenario SUMw. Generally, due to the modeling of waves and winds, the generated nearshore currents result to the spreading of the hot water plume alongshore, leading to the appearance of high temperatures even beyond the aforementioned release zone and indicating potential environmental implications. For calm sea conditions, in both summer and winter high water temperatures are limited locally, near the plant outlet, with the temperature difference at 1 km distance not exceeding the 3 °C limit dictated by Italian Regulation.

3 MODELLING OF OIL SPILL BEACHING

A new numerical code named MEDSLIK-II (De Dominicis *et al.*, 2013a, De Dominicis *et al.*, 2013b) has been developed and is available to the research and operational community as an open source instrument. In the model, the processes of transport and weathering of oil are simulated using a Lagrangian model formalism coupled with an Eulerian circulation model. As described in Samaras *et al.* (2014), the code was recently implemented in the representation of beaching brought by the introduction of the Oil Holding Capacity approach to estimate oil concentration on coast and with new approaches for coast type assignment to shoreline segments and the calculation of permanent oil attachment to the coast.

MEDSLIK-II was used to simulate the fate of the spilled oil for 27 days (648 hours) after the Lebanon accident that occurred on July 13 and 15, 2006 at the Jiyeh power station (red star in Fig. 2a) located about 30 km South of Beirut. The tidal range of the study area resulted from OTIS (Egbert & Erofeeva, 2002) runs for the specific period. The objective was to evaluate the proposed improvements and to validate – through

intercomparison with the original model results – their suitability for a new formulation of MEDSLIK-II.

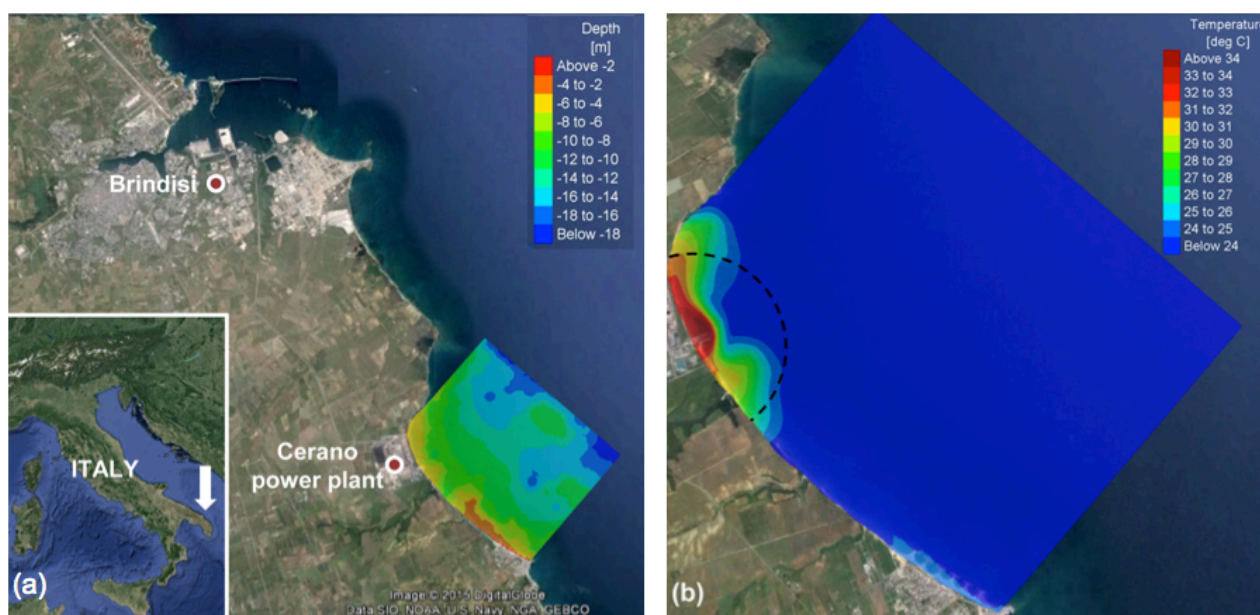


Figure 1. (a) The study area of the computational field modeled in TELEMAC-3D/TOMAWAC (base images from Google Earth, 2013; privately processed); (b) surface temperature distribution for scenarios SUMw, where the black dashed line marks the distance from the outlet at which maximum temperature difference in the coastal field should be lower than 3°C according to Italian Regulation.

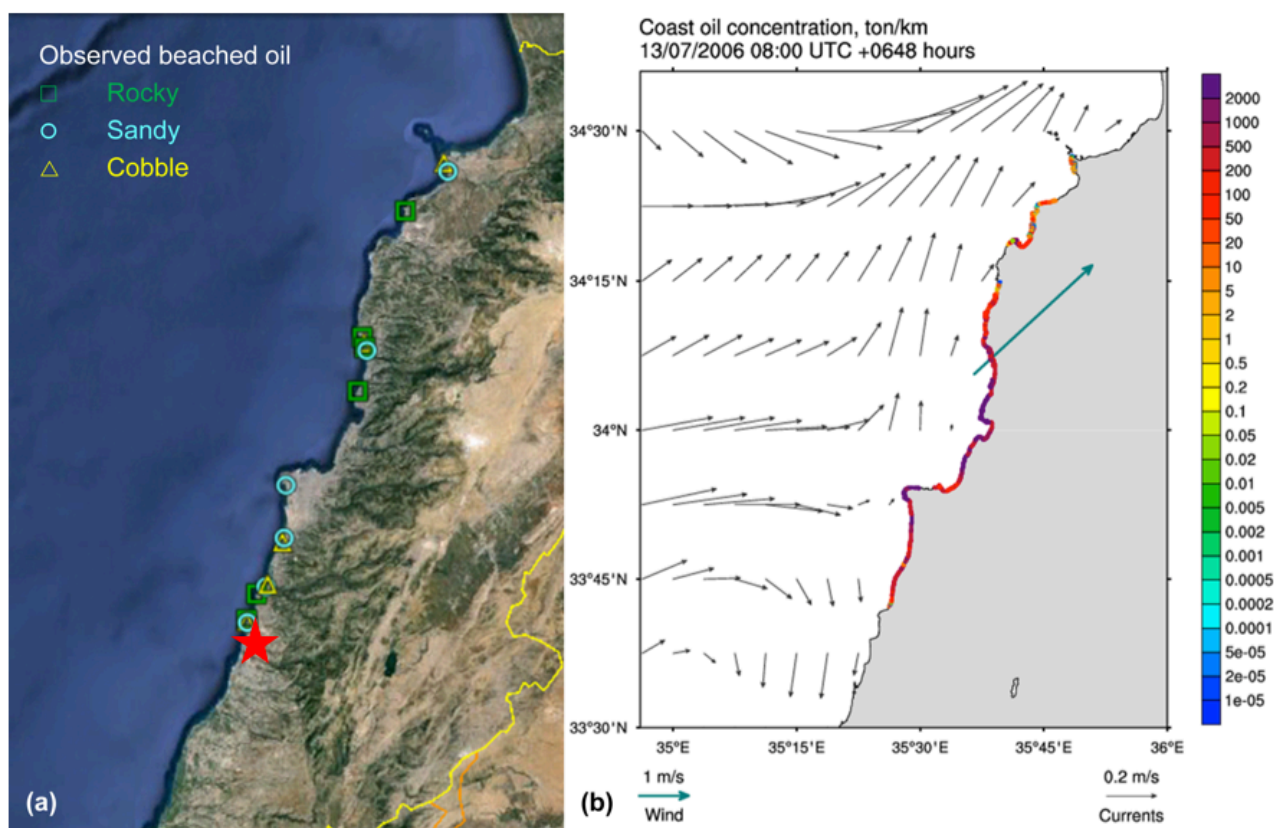


Figure 2. (a) Observations of beached oil on different coast types, as drawn from the OSOCC (2006) Report (Google Earth, 2013; privately processed), and (b) on coast oil concentration plot at the end of the 648hr (27d) modified MEDSLIK-II Version.

Figure 2 shows the comparison between (a) the field observations of beached oil (OSOCC, 2006) and the

oil concentration on coast at the end of the of the 648hr (27d) modified MEDSLIK-II run. The improved model version manages to better capture entirely the extent of the oiled shoreline as drawn from observations. Results do not show the oil slick traveling past the Lebanese-Syrian border, as indicated by satellite images of the wider area in the period after the accident (Coppini *et al.*, 2011). The lack of detail on the nearshore wave climate could be the explanation for this shortcoming, as – for example – longshore currents due to breaking waves would significantly contribute to the slick transport. Hence, most operational oil spill models simulate mainly offshore spills, thus using relatively coarse spatial grids, and they cannot adequately represent the nearshore zone, where the non-linear wave-induced processes entirely change coastal hydrodynamics.

4 CONCLUSIONS

Two sources of marine pollution generally responsible of strong impact on open-sea and coastal environment and habitat, were numerically investigated in the present work by means of open-source models: the thermal pollution due to regularized industrial releases at the coast, and the oils spill following serious accident at the open sea and its beaching process.

The effect of thermal discharge was investigated through distinct scenarios for a combination of (a) tidal and wave conditions, (b) water temperature stratification in the coastal field, and (c) operational characteristics of the power plant (in terms of water discharge / temperature at its outlet). The coupled wave-3D hydrodynamics model was applied to the study area in the vicinity of power plant at Cerano, near the city of Brindisi. Results of this representative array of scenarios were intercompared and evaluated on the basis of meeting basic standards of respective environmental regulations, providing with useful insights on the numerical simulation of the phenomenon and the potential effects for the specific coastal area.

The modified version of MEDSLIK-II was applied and validated for the Lebanon oil spill case occurred in 2006. Significant improvements in the representation of beaching in the model were shown, developing a case-specific coast type data, a new algorithm for coast type assignment to shoreline segments and a coast type- dependent representation of the oil concentration on coast based on the Oil Holding Capacity approach. The modified model results have been found to be in good agreement with field observations for the specific case study, and their comparison with the original model results denote the significant improvement in the fate of beached oil brought by the proposed changes. Results showed a close agreement with field observations, capturing entirely the extent of the oiled shoreline as drawn from the OSOCC (2006) Report.

Given the inherent uncertainties in the understanding and modeling of the processes following oil attachment to the coast, the alterations presented in this work are considered as a significant step towards the overall improvement of the representation of beaching in oil spill models. Accordingly, their implementation to a real case study using an open-source model is deemed to serve as a useful example for researchers involved in oil spill modeling, setting the basis for future attempts on the same path.

REFERENCES

- Coppini, G., De Dominicis, M., Zodiatis, G., Lardner, R., Pinardi, N., Santoleri, R., Colella, S., Bignami, F., Hayes, D.R. Soloviev, D., Georgiou, G. & Kallos, G. Hindcast of oil-spill pollution during the Lebanon crisis in the Eastern Mediterranean, July-August 2006, *Mar. Pollut. Bull.*, 62, pp. 140–153, 2011.
- De Dominicis, M., Pinardi, N., Zodiatis, G. & Lardner, R. MEDSLIK-II, a Lagrangian marine surface oil spill model for short-term forecasting-Part 1: Theory, *Geoscientific Model Development*, 6 (6), 1851-1869, 2013a.
- De Dominicis, M., Pinardi, N., Zodiatis, G. & Archetti, R. MEDSLIK-II, a Lagrangian marine surface oil spill model for short-term forecasting – Part 2: Numerical simulations and validations *Geosci. Model Dev.*, 6, 1871-1888, doi:10.5194/gmd-6-1871-2013,b. IONIO Project. Available at: <http://www.ionioproject.eu>, 2015.
- Hervouet, J.-M. *Hydrodynamics of free surface flows: modelling with the finite element method*, John Wiley & Sons, Ltd, pp. 360 , 2007.
- OSOCC – Oil Spill Operations and Coordination Centre. Lebanon Marine and Coastal Oil Pollution International Assistance Action Plan. Ministry of Environment, Lebanon, 2006.
- Reed, M., Johansen, O., Brandvik, P.J., Daling, P., Lewis, A., Fiocco, R., MacKay, D. & Prentki, R. Oil spill modelling towards the close of the 20th century: Overview of the state of the art. *Spill Science and Technology Bulletin* 5, 3-16, 1999.
- Samaras, A.G., De Dominicis, M., Archetti, R., Lamberti, A. and Pinardi, N. (2014). Towards improving the representation of beaching in oil spill models: A case study. *Marine Pollution Bulletin*, 88 (1-2), pp.91-101.

LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO COSTIERO DI EROSIONE E INONDAZIONE DELLE COSTE PUGLIESI

Maria Francesca Bruno ¹, Alessandra Saponieri ¹ & Leonardo Damiani ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica (DICATECh), Politecnico di Bari, Bari

ASPETTI CHIAVE

- Definizione del rischio costiero di erosione e inondazione per la Regione Puglia, secondo il modello DPSIR
- Scelta degli indicatori per il calcolo degli indici di sensitività e vulnerabilità costiera (ISC, IVC) secondo quanto proposto dal progetto EUROSION, 2004
- Analisi preliminare alla valutazione del rischio costiero percepito dagli utenti (fruitori e gestori) delle spiagge pugliesi

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni la valutazione del rischio sta assumendo un ruolo sempre più rilevante nelle attività di pianificazione e gestione del territorio costiero. I processi fisici ai quali i litorali sono soggetti, oltre a causare nel lungo periodo un notevole depauperamento della loro qualità e sostenibilità ambientale, possono determinare importanti mutazioni sociali nello sviluppo delle attività economiche e nello stile di vita delle popolazioni che vivono a ridosso delle coste. Le osservazioni e le previsioni dei cambiamenti climatici in atto (p.es. innalzamento del livello marino, frequenza di mareggiate intense, etc.), inoltre, mostrano una maggiore esposizione delle zone costiere (Nicholls *et al.*, 2007; IPCC, 2014) alle determinanti di rischio e, in particolare, ai fenomeni di erosione e inondazione. Si deve, altresì, evidenziare la grande estensione dei territori costieri per i quali la necessità di intervenire attraverso opere di mitigazione e contrasto per il ripristino di un'accettabile qualità ambientale deve, purtroppo, confrontarsi con la scarsità di risorse economiche a disposizione delle amministrazioni competenti. La ricerca di una scala di priorità di intervento attraverso cui individuare le aree maggiormente critiche risulta, dunque, di fondamentale importanza per una corretta gestione integrata dell'ambiente costiero. Il calcolo dell'effettivo grado di rischio, ancorché calcolato a scala comunale e non locale permette la valutazione quantitativa della presenza di fattori causa/effetto di eventi potenzialmente dannosi. L'analisi delle criticità riguarda non solo i processi fisici responsabili dei fenomeni di erosione e inondazione, ma anche le caratteristiche dell'ambiente naturale, di quello antropico e delle interazioni tra i due, in termini di indici e indicatori compatti, rappresentativi delle caratteristiche morfologiche, geologiche e sedimentologiche del paraggio, nonché delle caratteristiche energetiche del moto ondoso e del grado e tipologia di antropizzazione, infrastrutturazione e livello di sviluppo socio-economico (Benassai *et al.*, 2009). Risulta evidente la necessità di legare i differenti fenomeni fisici, gli impatti che essi inducono sull'ambiente naturale, sociale ed economico e le risposte che si prevedono (Elliot, 2002). D'altra parte, il crescente incremento urbanistico delle aree costiere, legato principalmente alla realizzazione di insediamenti turistici nei territori di maggiore pregio ambientale, induce la popolazione residente sulle coste ad una lettura più immediata del rischio rispetto a quanto esprimibile dall'applicazione di un modello di calcolo, prescindendo, quindi, dai risultati degli studi scientifici.

In definitiva, la corretta pianificazione del territorio costiero su base regionale, implica una oggettiva, affidabile e tempestiva valutazione del rischio, basata su una approfondita conoscenza tecnico/scientifica dei processi fisici e che, allo stesso tempo riesca a coinvolgere sia la popolazione che le autorità, evitando una distorta percezione delle condizioni di rischio da parte delle comunità e quindi, situazioni di allarmismo ingiustificato.

Recenti studi effettuati in Puglia (*Piano Regionale delle Coste*, 2007; *Piano di Difesa delle Coste*, 2010) hanno consentito una prima valutazione di alcuni degli indicatori utilizzati per il calcolo del rischio nel presente lavoro. La costa pugliese si estende per circa 970 km, dei quali circa il 33% è costituito da spiagge sabbiose. Essa risulta essere uno dei principali fattori di sviluppo socio-economico della regione, ma, al tempo stesso, oggetto nel corso degli anni di un progressivo peggioramento in termini di qualità ambientale. Gli studi condotti, infatti, mostrano un evidente arretramento della costa, con conseguenze non marginali su settori economicamente più rilevanti, quale quello turistico. Inoltre, significative porzioni di territorio

costiero regionale, come ad esempio le aree prospicienti i golfi di Manfredonia e di Taranto, sono caratterizzate da basse quote sul livello medio del mare e da zone depresse nell'entroterra, oggetto di frequenti allagamenti, a seguito di eventi meteomarinari anche non particolarmente intensi.

Nel presente lavoro l'indice di rischio di erosione e inondazione è stato definito per la Regione Puglia a scala comunale e successivamente normalizzato a livello regionale. Secondo quanto proposto nel progetto *EUROSION* (2004), esso è stato calcolato quantificando la predisposizione delle coste ad essere sede di erosione e/o di inondazioni, attraverso il calcolo dell'Indice Sensitività Costiera e il relativo impatto potenziale sul territorio, mediante l'Indice di Vulnerabilità Costiera. Successivamente si riporta un'analisi preliminare atta alla definizione del rischio costiero percepito dai fruitori delle spiagge, condotta sulla base di alcuni questionari somministrati durante l'estate 2015 in numerose spiagge pugliesi.

2 MODELLO DI CALCOLO E SCELTA DEGLI INDICATORI DI STATO

Il rischio indotto sull'ambiente fisico costiero dai processi erosivi e dai fenomeni di inondazione è stato determinato adottando il modello concettuale *DPSIR* (*Driving forces, Pressure, State, Impact, Response*). La struttura del modello *DPSIR* permette di analizzare i meccanismi alla base dei problemi ambientali e descrivere l'interazione tra la società e l'ambiente (EEA, 2006), in riferimento allo sviluppo sostenibile.

In questa prima fase, la metodologia utilizzata per la quantificazione del rischio, espresso come prodotto degli indici di sensitività e vulnerabilità, si è basata sull'elaborazione di indicatori di stato, pressione e di impatto, tralasciando gli impatti, la cui analisi necessita di uno studio a scala locale. In particolare, all'interno dell'area di pertinenza di ciascun comune esaminato, è stata ricavata l'area di *RICE* (*Radium of Influence of Coastal Erosion*), intesa come l'area potenzialmente soggetta a fenomeni di erosione ed inondazione nei prossimi 100 anni e definita come il luogo geometrico dei punti che si trovano entro 500 m dalla linea di costa e ad una quota inferiore a 5 m sul l.m.m. (*EUROSION*, 2004). La scelta degli indicatori maggiormente rilevanti è stata effettuata seguendo le indicazioni riportate nel progetto *EUROSION*, secondo cui gli indici di sensitività (*ISC*) e vulnerabilità (*IVC*) costiere possono essere calcolati sommando i punteggi attribuiti ai singoli indicatori, rispettivamente di pressione e di impatto, così come espresso nelle equazioni (1) e (2):

$$ISC = SLR + HWL + TEV + GEC + ODC + A_{RICE} \quad (1)$$

$$IVC = U_{RICE} + E_{RICE} + U_{10Km} + P_{RICE} \quad (2)$$

Per la definizione di ciascun indicatore si rimanda al paragrafo successivo, in cui si riportano le fonti dei dati consultate e i principali risultati ottenuti.

3 RISULTATI PRINCIPALI

I fattori di pressione relativi alla velocità di *innalzamento del livello medio mare* (*SLR*) e dello *storm surge* raggiunto nel caso di eventi meteo-marini particolarmente intensi (*HWL*), sono stati inizialmente desunti dai risultati pubblicati nel progetto *EUROSION*. L'analisi dei suddetti dati, integrata successivamente con quanto emerso dall'analisi dei livelli marini estremi e dei residui meteorologici acquisiti dalla Rete Mareografica nazionale e dalle Rete di monitoraggio meteo-oceanografica della costa pugliese (Bruno et al., 2014), non ha evidenziato lungo il litorale regionale particolari situazioni di rischio indotto dalle oscillazioni del livello marino. Particolare attenzione è stata rivolta invece all'analisi del *trend evolutivo della linea di costa* (*TEV*), grazie anche alla notevole quantità di dati disponibili e di studi precedentemente condotti sui litorali regionali (Petrillo et al., 2008). Le linee di costa analizzate, estratte dalle ortofoto acquisite nel 1992 e nel 2012, sono state confrontate allo scopo di individuare i tratti con distanza relativa superiore ai 10 m. Tale criterio ha consentito di ottenere risultati non affetti dalle inevitabili approssimazioni derivanti dalla procedura di digitalizzazione delle linee di riva e di escludere dalle analisi i mutamenti ordinari legati ai cicli meteomarinari stagionali. L'analisi del *TEV* ha evidenziato come negli ultimi anni la percentuale di costa soggetta a variazioni sia progressivamente diminuita. Tuttavia, tale risultato non è sempre indice di stabilità del litorale poiché può dipendere dalla presenza di opere di difesa che inibiscono i processi morfodinamici o da fenomeni oramai irreversibili di arretramento della linea di riva. Le informazioni riguardanti la *geologia della fascia costiera* (*GEC*) ed il censimento delle *opere di difesa* (*ODC*) sono state ricavate aggiornando i

dati elaborati per la redazione del PRC (dati 2005) e del PDC (dati 2008), sulla base delle ortofoto del 2012, mostrando una situazione sostanzialmente stabile. Successivamente, per ciascun comune è stato assegnato un punteggio all'indicatore di A_{RICE} , proporzionale alla *percentuale di area comunale ricadente nella zona di RICE* costiera, precedentemente definita.

Gli indicatori per il calcolo dell'IVC sono stati, invece, ricavati dall'elaborazione delle carte di uso del suolo CORINE Land Cover del 1990, 2000 e del 2012 e dall'analisi dei dati ISTAT rilevati nei censimenti del 1991, 2001 e 2011. L'analisi dell'uso del suolo, inteso come *percentuale di area urbanizzata e/o industrializzata* (U_{RICE}) e ad *alto valore ecologico* (E_{RICE}) nell'area di RICE e delle sue trasformazioni nel tempo, espresse in termini di incremento *percentuale di area urbanizzata nella fascia costiera di 10 Km* (U_{10Km}) nel periodo 1990-2012, ha evidenziato una notevole urbanizzazione lungo il litorale pugliese ed una crescente concentrazione demografica lungo la fascia litoranea, stimata attraverso il calcolo della percentuale di *popolazione residente all'interno dell'area di RICE* (P_{RICE}).

L'indice IRC normalizzato su scala europea (EUROSION, 2004; Dacquino, 2008) non evidenzia particolari situazioni di rischio, attestandosi su valori medi o medio-bassi, se confrontati con i livelli di rischio che caratterizzano i litorali europei e italiani maggiormente in crisi. Al fine di definire, dunque, una mappa di rischio a livello regionale (Fig. 1), l'IRC è stato successivamente normalizzato rispetto al valore massimo riscontrato in Puglia, che attiene al Comune di Barletta (IRC pari a 48). In accordo con quanto osservato negli studi precedenti, emerge con chiarezza che la situazione di maggiore rischio spetta ai Comuni di Manfredonia, Margherita di Savoia e Barletta, per i quali i fattori di rischio più preponderanti risiedono essenzialmente nella tipologia di costa, caratterizzata da lunghi litorali sabbiosi e quote basse anche nell'entroterra, e nella sempre crescente urbanizzazione delle aree.

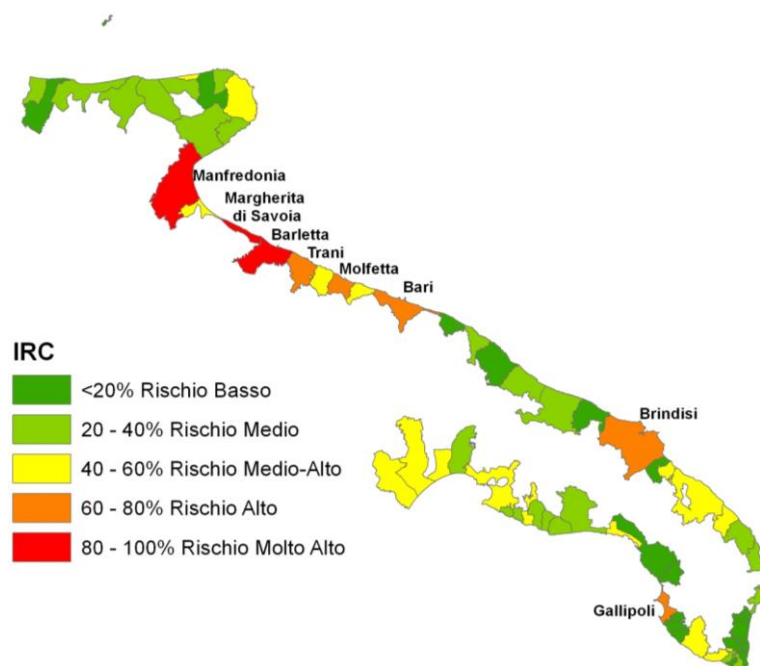


Figura 1. Mappa dell'Indice di Rischio Costiero di erosione e inondazione (normalizzato rispetto al valore massimo riscontrato lungo il litorale regionale).

4 ANALISI PRELIMINARE ALLA VALUTAZIONE DELLA PERCEZIONE DEL RISCHIO COSTIERO

A valle della mappatura del rischio costiero è stata effettuata un'analisi preliminare per la definizione del rischio percepito dai fruitori dei litorali pugliesi. Durante l'estate 2015 sono stati somministrati in diverse località balneari alcuni questionari predisposti dall'Università di Ferrara nell'ambito di un'iniziativa nazionale sulla "Percezione del carico turistico sulle spiagge italiane". Tale iniziativa, basata su una precedente esperienza condotta nel 2009 sulla percezione turistica dei litorali romagnoli (Rodella, 2011) è volta a valutare le preferenze, le aspettative e la conoscenza delle tematiche ambientali dei bagnanti, nonché il valore che essi attribuiscono alle spiagge. L'elaborazione delle risposte ha consentito di giungere ad un

primo inquadramento delle differenti tipologie di utenti della spiaggia, di comprendere il grado di conoscenza dei fenomeni ambientali e dei sistemi di difesa costiera e, allo stesso tempo, la percezione delle caratteristiche e della qualità dell'ambiente costiero. Analizzando separatamente il giudizio dei residenti e dei turisti, è emerso come i primi abbiano una maggiore sensibilità nei riguardi della qualità ambientale e dell'impatto delle attività antropiche, nonché una migliore conoscenza dei fenomeni erosivi e degli interventi atti a mitigarne gli effetti. Emerge chiaramente, infatti, una errata percezione dei fenomeni di arretramento della linea di riva da parte dei frequentatori non abituali, per i quali l'ampiezza dei litorali risulta adeguata, nonostante evidenti fenomeni erosivi comportino una significativa riduzione della fascia sabbiosa fruibile e, di conseguenza, un elevato grado di affollamento. La suddetta analisi preliminare ha consentito di giungere, inoltre, alla definizione di una ulteriore serie di domande mirate alla definizione della percezione dello stato di rischio costiero della località in esame, differenziate per tipologia di utente (turisti, residenti, gestori, ecc.) che andranno a comporre un nuovo questionario che si prevede di somministrare nell'estate 2016. Tale nuova indagine permetterà di ottenere informazioni finalizzate al calcolo del rischio percepito attraverso l'applicazione di modelli basati su metodi probabilistici (p.es. reti Bayesiane, *Pitchforth et al.*, 2013), e di integrare tali risultati con quelli derivanti dal modello *DPSIR*.

5 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro il rischio costiero di erosione e inondazione dei litorali pugliesi è stato calcolato a scala comunale, utilizzando il modello concettuale *DPSIR*, in linea con quanto proposto nel progetto *EUROSION*, in funzione degli indici di vulnerabilità e sensitività costiera. Al fine di definire una scala di priorità degli interventi di difesa costiera, i risultati sono stati normalizzati a livello regionale. L'analisi evidenzia come i Comuni soggetti a rischio più elevato siano quelli di Manfredonia, Margherita di Savoia e Barletta, caratterizzati dalla presenza di lunghi litorali sabbiosi in evidente stato di erosione, con quote molto basse rispetto al l.m.m. ed interessati da una notevole urbanizzazione. A valle della mappatura del rischio costiero è stata effettuata un'analisi preliminare per la definizione del rischio percepito dei fruitori dei litorali pugliesi, mediante questionari somministrati durante l'estate 2015 in diverse località balneari. In sintesi, emerge che gli utenti delle spiagge pugliesi sono fruitori inconsapevoli, che sottovalutano le dinamiche in atto sulla fascia costiera e con una scarsa conoscenza degli interventi di protezione dei litorali. La suddetta analisi preliminare ha suggerito la possibilità di condurre una nuova indagine durante la stagione balneare 2016, finalizzata al calcolo del rischio percepito attraverso l'applicazione di modelli basati su metodi probabilistici e di integrare tali risultati con quelli derivanti dal modello *DPSIR*.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Benassai, G., Chirico, F., & Corsini, S., Una metodologia sperimentale per la definizione del rischio da inondazione costiera. *Studi costieri*, 16, 51-72, 2009
- Bruno M.F., Molfetta M.G., Petrillo A.F., Influence of interannual variability of mean sea level in Adriatic Sea on extreme values. *Journal of Coastal Research*, SI 70 pp. 241 – 246, (Proceedings of the 13th International Coastal Symposium- Durban, South Africa), 2014.
- Dacquino C., Mappatura del rischio lungo le coste italiane (EuroSION). APAT, 2008.
- EEA, The Changing Faces of Europe's Coastal Areas. European Environmental Agency, Copenhagen, 2006.
- Elliott, M., The role of the *DPSIR* approach and conceptual models in marine environmental management: an example for offshore wind power. *Marine pollution bulletin*, 44(6), iii-vii, (2002).
- EUROSION, Living with coastal erosion in Europe: Sediment and Space for Sustainability, 2004.
- IPCC, Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, R.K. Pachauri and L.A. Meyer (eds.)]. IPCC, Geneva, Switzerland, 151 pp, 2014
- Nicholls, R.J.; Wong, P.P.; Burkett, V.R.; Codignotto, J.O.; Hay, J.E.; McLean, R.F.; Ragoonaden, S., and Woodroffe, C.D., Coastal systems and low-lying areas. *Climate Change 2007: Impacts, Adaptation and Vulnerability. Contribution of Working Group II to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*, M.L. Parry, O.F. Canziani, J.P. Palutikof, P.J. van der Linden and C.E. Hanson, Eds., Cambridge University Press, Cambridge, UK, 315-356, 2007.
- Petrillo A.F., Selicato F., Bruno M.F., Fontanari M., Giordano A., Maggio G., Lo stato dei litorali pugliesi e la loro gestione. *Atti del Convegno Nazionale di Maratea 15-17 Maggio 2008*.
- Pitchforth, J., and Mengersen, K., A proposed validation framework for expert elicited Bayesian Networks. *Expert Systems with Applications* 40.1, 162-167, 2013.
- Rodella, I., Sostenibilità turistica della spiaggia tra Porto Garibaldi e Lido di Volano (Provincia di Ferrara), *Studi Costieri*, vol. 18; p. 125-126, 2011.

ANALISI DEI PARAMETRI METEOMARINI AL LARGO DEL SITO DEL MARINE ENERGY LABORATORY DI REGGIO CALABRIA

Pasquale Filianoti¹, Giovanni Villari¹, Carmelo Denisi¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università Mediterranea di Reggio Calabria.

ASPETTI CHIAVE:

- Sono state ricavate le grandezze caratteristiche del clima meteomarinico al largo di Reggio Calabria (Direzione e velocità del vento, direzione, altezza significativa e periodi del moto ondoso, persistenza sopra una soglia).
- Il moto ondoso sotto-costa è per le onde generate dal vento è stato stimato a partire dai dati anemometrici.
- Le Swell sono state ricavate dal database ECMWF e propagate nell'area dello Stretto con il Software Mike by DHI.

1 PREMESSA

Il progetto di ricerca MEL (Marine Energy Laboratory), finanziato dal MIUR sul Programma Operativo Nazionale 2007-2013, prevede la realizzazione di un laboratorio pubblico-privato, situato a Reggio Calabria, per lo studio, lo sviluppo e la realizzazione di sistemi per la conversione delle energie rinnovabili in ambiente marino. A tal fine, l'aggregazione guidata dall'Università Mediterranea di Reggio Calabria, realizzerà la prima turbina eolica a flusso confinato e con generatore elettrico radiale, installata su piattaforma galleggiante. Il prototipo, unico nel suo genere, verrà ancorato e testato nello specchio acqueo dinanzi al laboratorio. Una attività propedeutica alla progettazione dell'aerogeneratore è la caratterizzazione del clima meteomarinico del paraggio, al fine di determinare le grandezze fisiche (velocità del vento, altezze e periodi delle onde) necessarie al dimensionamento della turbina e del galleggiante. Non essendo disponibili rilievi strumentali sistematici del moto ondoso all'interno dello Stretto di Messina, è stato necessario utilizzare metodi indiretti di ricostruzione del moto ondoso, di "hindcasting" per i mari generati localmente all'interno del bacino dello stretto di Messina a partire dalle serie di dati anemometrici, e metodi di trasposizione e propagazione della serie di dati relativi ai mari generati esternamente ad esso.

2 IL SITO DI PROGETTO

Il paraggio del Calopinace, in cui è previsto l'ancoraggio della piattaforma a supporto dell'aerogeneratore sperimentale, ricade sul tratto di litorale antistante la città di Reggio Calabria, situato subito a Nord di Punta Calamizzi, circa 2 km a sud del porto di Reggio, nel tratto mediano dello Stretto di Messina (figura 1-a).

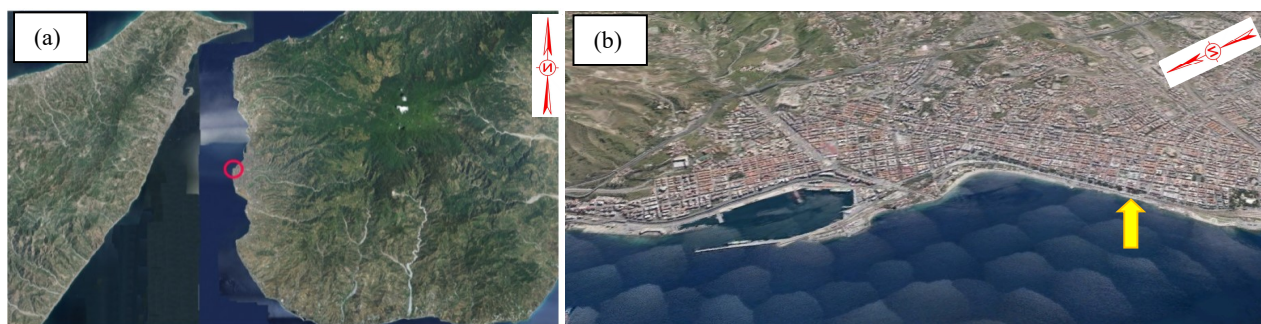


Figura 1. (a) il cerchio rosso inquadra la posizione del Sito (Fonte Portale Cartografico Nazionale) all'interno dello Stretto di Messina. (b) vista a volo di uccello (Fonte Google Earth) della posizione del sito di progetto (indicato dalla freccia gialla), immediatamente a sud del Porto di Reggio Calabria.

Il sito si colloca nell'ampia piana alluvionale del torrente Calopinace in destra idraulica della sua foce, protetto ad est dalle estreme propaggini collinari del massiccio dell'Aspromonte.

Il settore di traversia geografica trapiantato dalla foce del Calopinace è delimitato a nord da Punta Pezzo sulla costa Calabrese e da Capo Peloro sulla costa siciliana; a sud da Punta Calamizzi sulla costa calabrese,

mentre ad ovest la traversia risulta limitata dalla sponda siciliana dello Stretto di Messina. Ponendosi sulla linea batimetrica di -100 m in asse alla foce, il paraggio è aperto alle direzioni comprese tra i 185° e il nord. La lunghezza massima del fetch geografico ricade all'interno del settore compreso tra le direzioni sud e sud-sudovest in direzione della costa libica, e misura circa 630 km. Il paraggio è esposto a mari generati localmente e a mari provenienti dall'esterno dello Stretto. I primi sono di forza limitata, per via dei fetch poco estesi dello Stretto. Essi sono originati dai venti che soffiano sul bacino dalle direzioni comprese tra nord e ponente-libeccio. I secondi sono mari completamente sviluppati generati all'esterno dello Stretto di Messina da grandi perturbazioni meteorologiche che insistono sullo Ionio Meridionale, che riescono a propagarsi all'interno dello Stretto, dalle direzioni comprese tra sud e sud-ovest.

3 DATI METEOROLOGICI UTILIZZATI

Per determinare il clima di vento e di moto ondoso caratteristico del sito in esame sono state utilizzate serie di dati di diversa provenienza. Lo studio del moto ondoso sotto-costa prodotto dagli eventi generati all'esterno dello Stretto di Messina è stato condotto utilizzando una serie di dati ondametrici estratta dal database ERA-INTERIM reanalysis (*Dee et al., 2011*), in cui sono registrati i risultati generati dal modello oceanico WAM dell'ECWMF incorporato ed accoppiato al modello dell'atmosfera IFS. L'archivio copre il periodo che va dal primo gennaio 1979 ad oggi. I dati in esso contenuti si riferiscono ad una griglia gaussiana ridotta, caratterizzata da una risoluzione spaziale orizzontale di circa 80 km, che corrisponde a circa 0.7° lungo la latitudine e 0.8° sulla longitudine. La serie ondametrica estratta è quella del punto di coordinate [37.50°N; 15.875°E], posto nel mar Ionio meridionale, a circa 100 km di distanza dall'imboccatura sud dello Stretto di Messina. Essa è composta da altezza significativa H_s , periodo medio T_m e Direzione media θ (°N) rilasciati ad intervalli temporali di 6 ore, nell'intervallo temporale dall'1.1.1979 al 31.12.2014. La serie non ha richiesto correzioni, in quanto risulta priva di dati nulli o errati, perché output di un modello matematico oceanico basato su dati già validati e rielaborati.

Per la caratterizzazione sotto-costa dai mari generatisi localmente all'interno dello Stretto di Messina, dovendo applicare un metodo di ricostruzione tipo "hindcasting", si è fatto riferimento alle serie di dati di vento raccolte dalle stazioni della Rete Mareografica Nazionale (RMN) presenti nell'area dello Stretto. Trattasi della stazione meteo di Reggio Calabria Porto, posta nelle immediate vicinanze al sito di progetto, nel punto di coordinate geografiche [38° 11' 49.56" N; 15° 34' 05.67" E], e della stazione di Messina Porto situata sulla antistante sponda siciliana dello Stretto di Messina. La base dati messa a disposizione dalla stazione di Messina è stata utilizzata per svolgere un confronto con la serie dati della stazione di Reggio, essendo quest'ultima più rappresentativa per la sua vicinanza al sito di progetto.

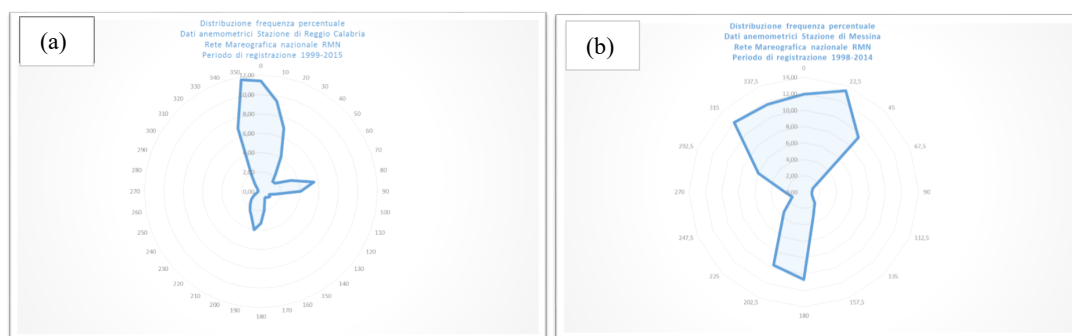


Figura 2. (a) Diagramma della rosa dei venti della stazione di Reggio Calabria porto, rappresentativa del clima anemologico del sito di progetto. (b) Rosa dei venti della stazione di Messina porto.

La stazione anemometrica della RMN di Reggio Calabria Porto raccoglie dati a partire dal 4.11.1999. La stazione anemometrica della RMN di Messina è operativa dal 3.08.1998.. Dal 1999 al 2011, si sono registrati i valori medi orari di velocità (in m/s) e direzione del vento (in gradi rispetto al nord). A partire dal 20.04.2011, le stazioni registrano ad intervalli di tempo di 10 minuti.

4 IL MODELLO MATEMATICO

L'analisi della generazione, dell'evoluzione del moto ondoso e delle trasformazioni che l'onda subisce nella sua propagazione verso costa è stata condotta mediante l'utilizzo del modello numerico bidimensionale SW (Spectral Waves) del MIKE 21 by DHI. La propagazione del moto ondoso viene modellata con algoritmi di calcolo che simulano le trasformazioni delle grandezze spettrali del moto ondoso (principalmente, gli effetti dissipativi dovuti ai frangimenti, all'attrito con il fondo, agli effetti di rifrazione e shoaling dovuti alle variazioni batimetriche), su una griglia di calcolo non strutturata.

MIKE 21 SW include due differenti formulazioni: "Directional decoupled parametric" e "Fully spectral". La prima delle due formulazioni è basata su una parametrizzazione dell'equazione di conservazione dell'energia del moto ondoso. Tale formulazione viene utilizzata per la propagazione di stati di mare con assegnate caratteristiche dello spettro. La seconda formulazione è basata sulla conservazione dell'energia del moto ondoso come descritta da *Komen* (1994) e *Young* (1999), e viene utilizzata per modellazioni di "hindcasting", utilizzando i dati di vento come input sulla griglia di calcolo, per la generazione e la propagazione del moto ondoso all'interno dello stretto di Messina.

5 METODOLOGIA DI STUDIO

L'analisi si è articolata in diverse fasi. Dapprima, si è determinato il clima anemologico del sito, provvedendo alla correzione della serie di dati registrata presso la stazione di Reggio Porto, ed alla individuazione della tabella di distribuzione bivariata per classi di velocità e di direzione, suddividendo la rosa dei venti in 16 settori di 22.50° di ampiezza ciascuno. (v. fig. 2a). La stessa analisi è stata condotta per la serie di dati raccolti presso la stazione di Messina (fig. 2b).

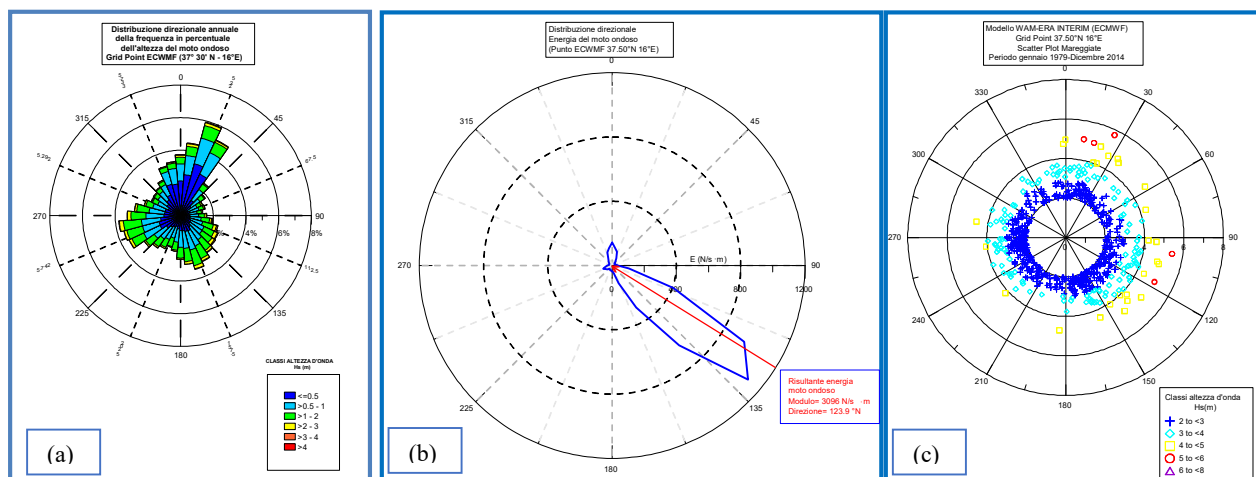


Figura 3. (a) Diagramma della distribuzione direzionale annuale dell'altezza di moto ondoso a Reggio Calabria porto, rappresentativa del clima anemologico del sito di progetto; (b) curva di persistenza omnidirezionale della stazione anemometrica; (c) distribuzione direzionale delle altezze d'onda sopra la prima soglia del metodo di analisi degli eventi estremi POT.

Successivamente, è stata elaborata la serie di dati dell'ECMWF, al fine di determinare il clima di moto ondoso caratteristico del punto al largo dell'imboccatura meridionale dello Stretto di Messina. E' stata così determinata la distribuzione bivariata (annuale e stagionale) per classi di altezza d'onda e settori direzionali, nonché la distribuzione direzionale dell'energia ondosa incidente, rappresentate rispettivamente nei pannelli (a) e (b) della fig. 3. Per la determinazione del legame analitico periodo-altezza d'onda si è operato sui dati di periodo medio *zero-crossing* $T_m = T_z = T_{02}$, considerata l'indisponibilità, nel dominio pubblico del database Era Interim ECMWF, della serie di dati del periodo di picco T_p , per poi ricavare il periodo di picco T_p utilizzando l'equazione $T_p = 1,26 T_m$ suggerita nelle "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe frangiflutti". Per ciascun settore direzionale interessante ai fini della propagazione del moto ondoso nello Stretto, è stato effettuato il calcolo della media dei periodi medi di tutti gli eventi della serie di dati, suddivisi per ogni classe di direzione e di altezza d'onda, determinando la curva di correlazione $H_s - T_m$ (e quindi $H_s - T_p$). Per determinare il clima ondoso sotto-costa, si è applicato il MIKE SW su due mesh di calcolo realizzate a partire dalla batimetria. La prima mesh è stata utilizzata con i dati di vento registrati a Reggio Porto, ed è quindi servita a ricostruire i mari generati localmente. A tal fine si è adoperata la configurazione "fully

spectral". La fig. 4a mostra il risultato del mare generato da venti spiranti da nord-nordovest. La seconda mesh di calcolo è servita a propagare i mari provenienti dall'imboccatura meridionale dello Stretto di Messina. A tal fine, si sono propagati gli stati di mare con direzione dominante ricompresa nel settore 146.25° - 236.25° . La fig. 4b mostra la propagazione di onde di libeccio all'interno dello Stretto..

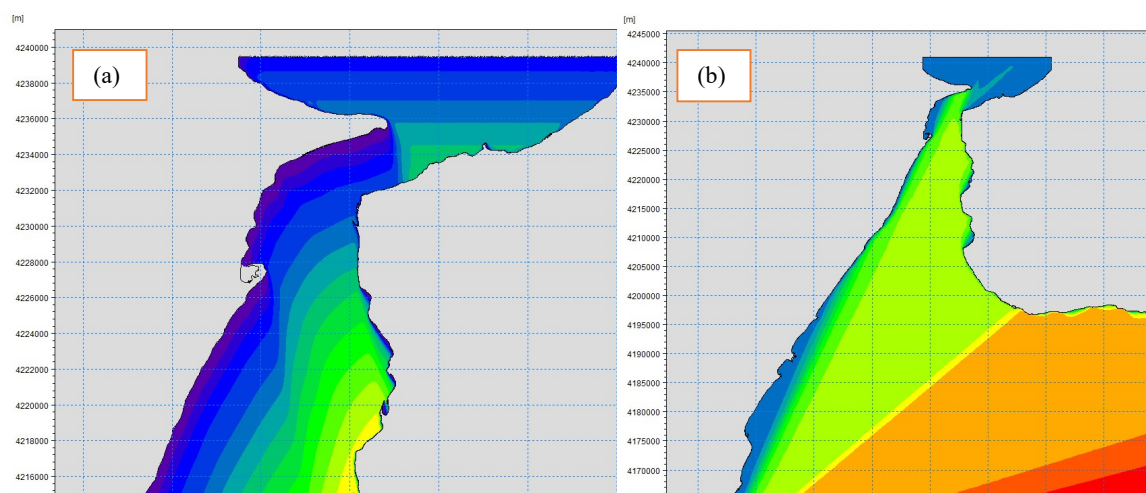


Figura 4. (a) Campo di onde generato da venti di nord-nordovest; (b) propagazione di onde da Libeccio nello Stretto.

6 GLI EVENTI ESTREMI

Lo studio degli eventi estremi per le mareggiate provenienti da scirocco, mezzogiorno e libeccio è stato condotto sulla serie di dati ECMWF, mentre per tramontana e maestrale si sono utilizzati i dati di vento. In entrambi i casi si è utilizzato il metodo POT (Mathiesen, M. Goda, Y., 1994) con soglia minima pari a 1.5 m per l'altezza significativa (e pari a 6 m/s per il vento) e soglia massima tale da limitare gli eventi a un numero inferiore a 5 eventi l'anno (100 l'anno per il vento) per ciascun settore direzionale. Le popolazioni risultanti sono state associate alla distribuzione di Weibull a 3 parametri applicando il metodo degli L-Moments. In tabella 1 sono riportate le caratteristiche assunte dal moto ondoso nel punto al largo del MEL per diversi tempi di ritorno. Va precisato che nel caso dei dati di vento, è stata applicato uno "smoothing" in media mobile con intervallo di 4 ore, essendo tale intervallo il valore minimo necessario per il raggiungimento delle condizioni di stazionarietà del mare sul fetch considerato.

Settore Direzionale	Tempo di ritorno [anni]		
	20	50	100
Mezzogiorno	0,15 m; 8,2 s	0,15 m; 8,5 s	0,15 m; 8,6 s
Libeccio	0,75 m; 8,2 s	0,80 m; 8,4 s	0,90 m; 8,6 s
Maestrale	0,20 m; 2,8 s	0,25 m; 3,2 s	-
Maestrale-Tramontana	0,45 m; 3,6 s	0,55 m; 4,0 s	-
Tramontana	0,40 m; 3,8 s	0,45 m; 4,2 s	-

Tabella 1. Stati di mare (Hs e Tp) di assegnato periodo di ritorno davanti al Marine Energy Lab in Reggio Calabria.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Boccotti, P. Wave Mechanics and Wave Loads on Maritime Structure, ISBN 978-0-12-800343-5, Elsevier Science, Butterworth-Heinemann, Oxford, 2014.
- Solari, G., Repetto, M. Tizzi M. et al Analisi statistica dei dati storici di vento registrati dalle stazioni, Progetto dell'Unione Europea Vento e Porti La previsione del vento per la gestione e la sicurezza delle aree portuali, www.ventoeporti.net, 2011.
- Mathiesen, M., Goda, Y., Hawkes, P.J., Mansard, E., Martín, M.J., Peltier, E., Thompson, E.F., Recommended practice for extreme wave analysis. J. Hydraul. Res. 32 (6), 803–814, 1994.

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE ENERGETICO DEL MOTO ONDOSO NEL MAR MEDITERRANEO

Dario Pelli¹, Lorenzo Cappietti¹

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli studi di Firenze

ASPETTI CHIAVE

- Valutazione del potenziale energetico del moto ondoso nel Mar Mediterraneo sulla base della ricostruzione storica delle onde generate dal vento attenuata con il modello numerico WWIII
- Il modello numerico è stato validato con misure ondametrichhe
- Si evidenziano due aree del Mediterraneo a maggior energia media annua, una occidentale e una orientale. L'area orientale, pur avendo energia inferiore, ah il vantaggio di una minore variabilità temporale

1 INTRODUZIONE

I problemi legati ai cambiamenti climatici ed al riscaldamento globale hanno fatto sì che il mondo della ricerca, sia pubblico che privato, stia investendo i suoi sforzi verso lo sfruttamento di fonti di energia “pulite” e rinnovabili. Mentre lo sfruttamento delle fonti rinnovabili come l’energia idroelettrica, eolica e solare ha raggiunto livelli notevoli nei paesi più sviluppati, quello dell’energia del moto ondoso si trova ancora in una fase sperimentale. Il fatto che, per questa fonte, il potenziale energetico a livello mondiale sia stato stimato in 32.000 TWh per anno (*Mørk et al.*, 2010) in confronto ad un fabbisogno pari a 19.710 TWh (dato del 2012, fonte US Energy Information Administration) rappresenta uno stimolo alla ricerca inerente al suo sfruttamento.

La progettazione di convertitori di energia da moto ondoso (detti WEC – *Wave Energy Converters*) necessita di studi per la caratterizzazione spaziale e temporale del potenziale energetico dei mari. I primi lavori di questo tipo sono stati svolti principalmente in riferimento agli oceani, specialmente in Atlantico (si veda per esempio *Arinaga e Cheung*, 2012; *Iglesias et al.*, 2009; *Rusu and Guedes Soares*, 2009), dove si raggiungono valori medi di potenza maggiori rispetto a mari a *fetch* limitato come il Mediterraneo. Più recentemente l’interesse della ricerca si è concentrato anche sul Mar Mediterraneo (*Vicinanza et al.*, 2011; *Liberti et al.*, 2013; *Besio et al.*, 2016) dove sono in conduzione anche ricerche con prototipi già installati in campo (*Arena et al.*, 2015; *Contestabile et al.*, 2016)

Con questo lavoro intendiamo fornire un contributo alla valutazione del potenziale energetico del moto ondoso nel Mar Mediterraneo.

2 DESCRIZIONE E VALIDAZIONE DEL MODELLO NUMERICO

WAVEWATCH III (WWIII) è un modello numerico spettrale di terza generazione per la ricostruzione del moto ondoso formato dai venti. Il codice è stato sviluppato presso i *National Centers for Environmental Prediction* (NCEP - NOAA).

Nel presente lavoro, il modello è stato forzato con dati di vento aventi risoluzione spaziale di 52 km e temporale di 3 ore, pubblicamente scaricabili dal sito statunitense “nomads.ncdc.noaa.gov”. La griglia di calcolo di WWIII è stata fissata a 0.05° sia in latitudine che in longitudine, corrispondenti nel Mediterraneo a circa 5 km. Il modello è stato compilato usando la formulazione elaborata da *Ardhuin et al.* (2010) per la generazione e dissipazione del moto ondoso, che è risultata la più adatta a simulare eventi di tempesta nel Mar Mediterraneo. La validazione del modello è stata fatta comparando i valori di altezza significativa (H_{m0}) simulati e misurati dalle boe ondametrichhe nelle stazioni di Gorgona, La Spezia e Ancona (Figura 1). Per un ulteriore approfondimento sulla calibrazione del modello si veda *Pelli et al.* (2015).

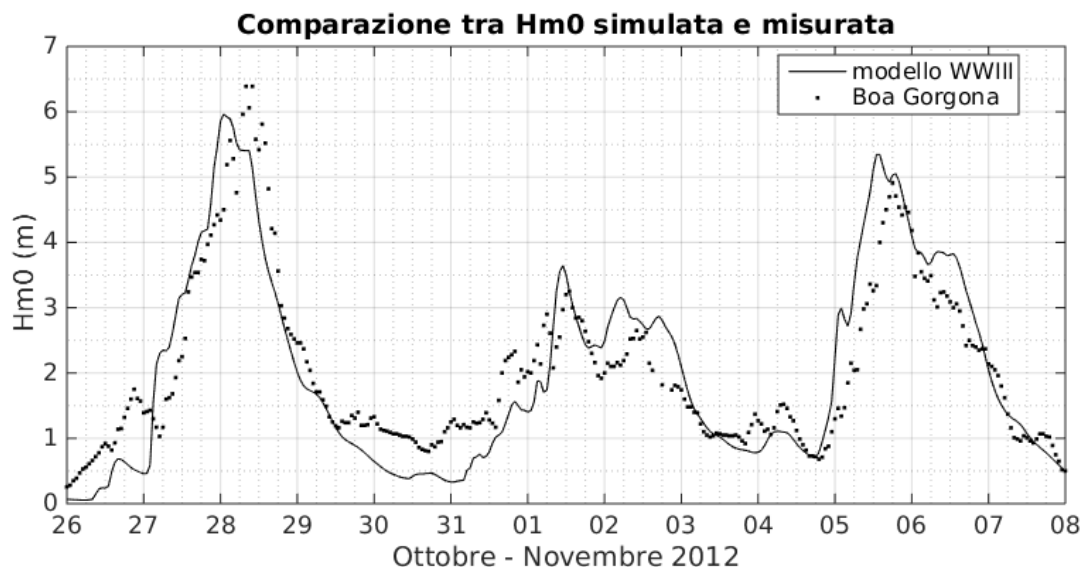


Figura 1. Comparazione delle serie temporali di altezza significativa (H_{m0}) simulata da WWIII e misurata dalla boa ondometrica di Gorgona nel periodo Ottobre – Novembre 2012

Al fine di quantificare la differenza tra valori simulati e misurati sono stati calcolati degli indici statistici sulla base dei dati inerenti a tre tempeste significative occorse nel 2012 e 2013. I risultati degli indici di bias, bias normalizzato (NBI), errore quadratico medio normalizzato (NRMSE) ed errore quadratico medio normalizzato (HH) come proposto da *Hanna & Heinold* (1985) sono riassunti in tabella 1.

Evento	Bias [m]	NBI	NRMSE	HH
Ottobre – Novembre 2012	-0.06	-0.037	0.270	0.267
Dicembre 2012	-0.18	-0.123	0.268	0.283
Marzo 2013	-0.13	-0.100	0.241	0.250

Tabella 1. Riassunto degli indici statistici usati per la comparazione dei valori di H_{m0} simulati e misurati.

3 VALUTAZIONE DEL POTENZIALE ENERGETICO

Il potenziale energetico medio annuo è stato valutato sulla base della ricostruzione del moto ondoso nel periodo 1 agosto 2011 al 31 luglio 2014. Il flusso di energia è stato calcolato secondo l'equazione (1):

$$P = \rho g \int_0^{2\pi} \int_0^{\infty} E(f, \theta) C_g(f, h) df d\theta \quad [\text{kW/m}] \quad (1)$$

dove $E(f, \theta)$ rappresenta l'energia dello spettro direzionale, f è la frequenza e θ la direzione del moto ondoso.

In Figura 2 è mostrato il flusso di energia medio annuo (μ) calcolato come in equazione (2):

$$\mu = \sum_i^N P_i / N \quad (2)$$

dove N è il numero totale di eventi e P_i sono i flussi di energia calcolati dal modello con frequenza oraria.

I maggiori valori di potenza media annua risultano nel Mediterraneo occidentale, soprattutto nella zona di mare compresa tra le isole di Corsica, Sardegna, Baleari e costa nordafricana, dove si possono raggiungere i 18 kW/m. Nel Mediterraneo orientale si registrano valori generalmente più bassi, pari a circa 10 kW/m nella parte est del Mar Ionio e ad est di Creta. Il Mare Adriatico è caratterizzato da valori medi annui inferiori ai 3 kW/m.

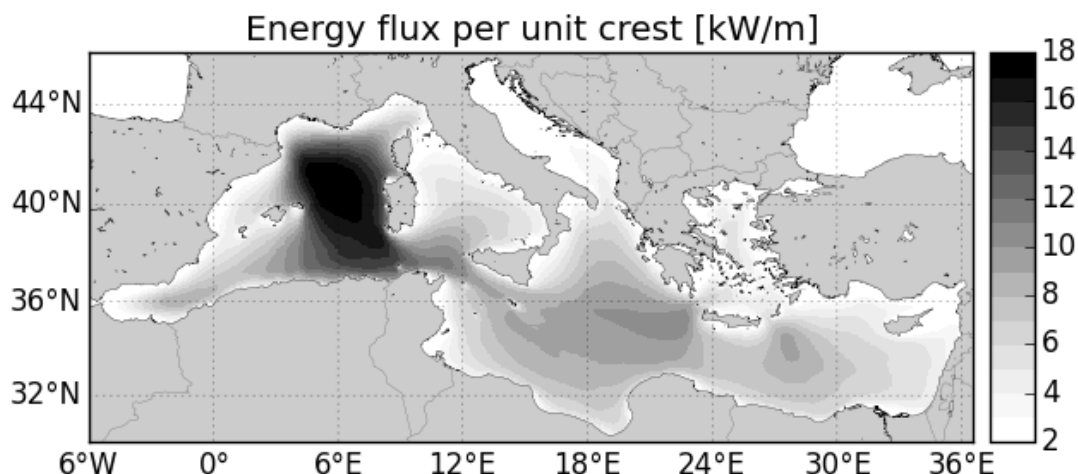


Figura 2. Distribuzione del flusso di energia medio anno, calcolato nel periodo 1 Agosto 2011 – 31 Luglio 2014

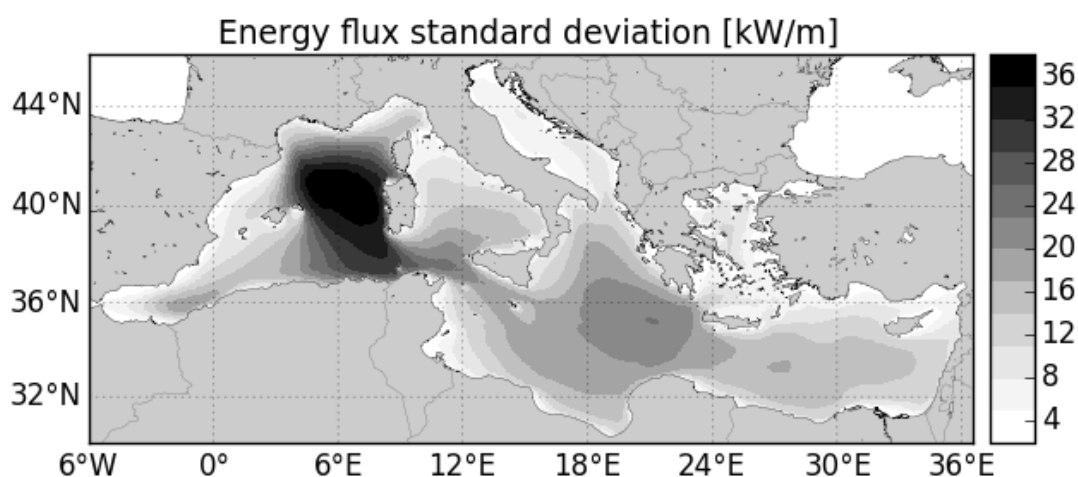


Figura 3. Distribuzione della deviazione standard associata al flusso di energia medio anno nel periodo 1 Agosto 2011 – 31 Luglio 2014

In Figura 3 viene mostrata la deviazione standard (σ), calcolata in ogni nodo della griglia di calcolo secondo l'equazione (3):

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (P_i - \mu)^2}{N}} \quad (3)$$

I più alti valori di σ sono relativi alle zone dove si evidenziano anche le massime potenze medie. L'alta variabilità temporale può penalizzare questi siti poiché si complica l'ottimizzazione dei WEC in termini di massimizzazione di efficienza e resistenza ad elevati carichi strutturali. A questo proposito si evidenzia che alcune aree marine nel Canale di Sicilia e intorno alla Grecia sono caratterizzati da potenza media pari a 10 kW/m e valori relativamente bassi di deviazione standard.

4 CONCLUSIONI

I principali risultati del presente lavoro possono essere riassunti come segue:

- i valori massimi di potenza media annua vengono osservati nel Mare di Sardegna, dove si raggiungono i 18 KW/m. In quest'area si osserva però una elevata variabilità della risorsa;
- il Canale di Sicilia e la zona del Peloponneso mostrano valori di potenza intorno a 10 kW/m e variabilità relativamente bassa, due condizioni che potrebbero favorire il suo sfruttamento.

5 RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Servizio Mareografico “Rete Ondametrica Nazionale” dell’ISPRA ed il “Servizio Idrografico Regionale” della Regione Toscana per aver fornito dei dati ondametrici. Questo lavoro è stato supportato dal DICEA – Università degli Studi di Firenze che ha finanziato il progetto NEMO (Numerical and Experimental Methods for harvesting the Offshore renewable energies) e dal progetto EU-FP7 MARINET (Marine Renewables Infrastructure Network) coordinati da L. Cappiotti. Il lavoro è parte integrante del progetto di dottorato di ricerca del primo autore.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ardhuin, F., Rogers, W.E., Babanin, A.V., Filipot, J.-F., Magne, R., Roland, A., van der Westhuysen, A., Queffelec, P., Lefevre, J.-M., Aouf, L. & Collard, F. Semiempirical Dissipation Source Functions for Ocean Waves. Part I: Definition, Calibration, and Validation. *Journal of Physical Oceanography*, 2010, 40(9), pp.1917–1941.
- Arena, F., Malara, G. & Romolo, A. A U-OWC wave energy converter in the Mediterranean Sea: Preliminary results on the monitoring system of the first prototype. *Renewable Energies Offshore*, ed. Guedes Soares, Taylor and Francis Group, 2015, pp. 417–421.
- Arinaga, R.A. & Cheung, K.F. Atlas of global wave energy from 10 years of reanalysis and hindcast data. *Renewable Energy*, 2012, 39(1), pp.49–64.
- Besio, G., Mentaschi, L. & Massino, A. Wave energy resource assessment in the Mediterranean Sea on the basis of a 35-year hindcast. *Energy*, 2016, 94, pp.50–63.
- Contestabile C., Ferrante, V., Di Lauro, E. & Vicinanza D. Overtopping breakwater for wave energy conversion at Naples harbor. XXXV Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. Bologna, 2016.
- Hanna, S.R. & Heinold, D.W. Development and application of a simple method for evaluating air quality, Washington, USA, 1985.
- Iglesias, G., López, M., Carballo, R., Castro, A., Fraguera, J.A., Frigaard, P. Wave energy potential in Galicia (NW Spain). *Renewable Energy*, 2009, 34(11), pp.2323–2333.
- Liberti, L., Carillo, A. & Sannino, G. Wave energy resource assessment in the Mediterranean, the Italian perspective. *Renewable Energy*, 2013, 50, pp.938–949.
- Mørk G., Barstow, S., Kabuth, A. & Pontes, M.T. Assessing the global wave energy potential. In ASME, ed. Proceedings of the 29th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. Shanghai, China, 2010, pp. 447–454.
- Pelli, D., Cappiotti, L. & Oumeraci, H. Wave modelling in the Western Mediterranean Sea with WWIII. In Proceedings of the Twelfth International Conference on Mediterranean Coastal Environment. Varna, Bulgaria, 2015, pp. 757–768.
- Rusu, E. & Guedes Soares, C. Numerical modelling to estimate the spatial distribution of the wave energy in the Portuguese nearshore. *Renewable Energy*, 2009, 34(6), pp.1501–1516.
- Tolman, H.L. User manual and system documentation of WAVEWATCH III version 5.08, 2015
- Vicinanza, D., Cappiotti, L., Ferrante, V. & Contestabile, P. Estimation of the wave energy in the Italian offshore. *Journal of Coastal Research*, 2011, 64, pp.613–617.

MACRO TEMA III

Criteri, metodi e modelli
per l'analisi dei processi idrologici e la gestione delle acque

STIMA DELL'EROSIONE IDRICA IN BACINI DI MONTAGNA ED EFFETTI DEL CAMBIAMENTO CLIMATICO

Francesca Berteni & Giovanna Grossi

DICATAM – Università degli Studi di Brescia

ASPETTI CHIAVE:

- *I metodi matematici empirici utilizzati per la stima del materiale asportato ad opera dell'erosione idrica di versante nel bacino del Torrente Guerna, una valle di media montagna in provincia di Bergamo, sono i seguenti: modello RUSLE (Revised Universal Soil Loss Equation; Renard et al., 1991) e metodo dell'erosione potenziale (Gavrilovic, 1988). L'utilizzo del Sistema Informativo Geografico QGIS ha consentito la stima di parametri utili al fine del calcolo, partendo da basi di dati elaborate ex novo o già disponibili per sovrapposizione di diversi livelli informativi.*
- *La risoluzione delle relazioni empiriche ha richiesto uno studio approfondito dell'area in esame (uso del suolo, livello di stabilità e pendenza del bacino, resistenza del suolo all'erosione, caratterizzazione litologica e composizione granulometrica del bacino), oltre che la conoscenza di parametri meteo-climatici (dati di precipitazione e temperatura).*
- *Si dimostra come, dal confronto dei risultati ottenuti dall'applicazione di entrambi i modelli empirici, il clima, l'uso del suolo e loro variazioni abbiano un impatto significativo sulla vegetazione (biosfera), sulla conservazione del suolo (litosfera), sulla qualità dei corpi idrici e sulla quantità di sedimenti trasportati a valle (idrosfera).*

1 INTRODUZIONE

Nel presente lavoro si propone l'applicazione in ambiente GIS del modello RUSLE (Renard et al., 1991) e del metodo dell'erosione potenziale secondo Gavrilovic (1988), entrambi metodi matematici empirici, aventi lo scopo di stimare il volume di materiale asportato dalla superficie del suolo, per effetto dell'erosione idrica di versante. Il fenomeno dell'erosione idrica è strettamente legato all'evoluzione del territorio e del clima e riveste una notevole importanza negli studi di programmazione e gestione territoriale.

L'obiettivo è quello di mostrare l'influenza del clima e dei suoi cambiamenti, in particolare variazione di temperatura e di precipitazione, sui servizi ecosistemici e soprattutto sulla produzione di sedimenti. La gestione non sostenibile del territorio unitamente agli eventi climatici estremi inducono sul suolo un processo di degradazione, legato principalmente all'erosione. I danni provocati dall'erosione idrica di versante non si manifestano solo nei luoghi in cui tale fenomeno fisico avviene, ovvero sulla superficie del suolo (litosfera), ma anche in luoghi più distanti nei quali si deposita il materiale asportato dal suolo come ad esempio nei corpi idrici, incrementando così il trasporto solido e l'inquinamento; in questo modo viene coinvolta anche l'idrosfera.

In ultima analisi, vengono confrontati i risultati ai quali si è pervenuti applicando due metodi empirici ben noti in letteratura, per capire quanto si discostino tra loro e quale si presti meglio al calcolo dell'erosione idrica di versante nell'area in esame.

2 AREA DI STUDIO

Il bacino idrografico scelto per valutare la perdita di suolo provocata dall'erosione idrica di versante è il bacino del Torrente Guerna, un'area di media montagna che si trova all'interno della provincia di Bergamo nelle Prealpi Orobie e che ha un'estensione di circa 31 km².

Il Torrente Guerna si immette a Sarnico nel Fiume Oglio, di cui è affluente destro e nel quale sfocia immediatamente a valle dello sbarramento del Lago d'Iseo, nel territorio del comune di Sarnico.

3 METODOLOGIA E STRUMENTI

La valutazione dell'erosione idrica di versante nel bacino del Torrente Guerna è stata svolta applicando, su supporto informatico tramite QGIS (<http://www.qgis.org/it/site/>), due differenti metodi matematici empirici: il modello RUSLE e il metodo di Gavrilovic.

3.1 Modello RUSLE (Revised Universal Soil Loss Equation)

Il modello empirico RUSLE (*Renard et al.*, 1991) prevede l'impiego di formule derivate da indagini di laboratorio e da sperimentazioni in pieno campo per la valutazione della perdita di suolo. Tale modello ha avuto numerose applicazioni anche in territori diversi da quelli della sua originaria deduzione, ovvero le circa 2000 parcelle dislocate in 37 stati degli USA.

La situazione di riferimento utilizzata per definire i vari fattori dell'equazione è convenzionalmente quella di un campo piano, inclinato del 9%, con pendice lunga 22.1 m, completamente privo di vegetazione e continuamente arato a rittochino, cioè con solchi paralleli alle linee di massima pendenza.

Di seguito è riportata la relazione "universale" definita dal modello per il calcolo della perdita di suolo specifica per unità di superficie e di tempo:

$$A = R \cdot K \cdot LS \cdot C \cdot P \quad (1)$$

con:

A: perdita specifica di suolo media annua, $\left[\frac{t}{ha \cdot anno}\right]$;

R: indice di aggressività della pioggia, $\left[\frac{MJ \cdot mm}{ha \cdot h \cdot anno}\right]$;

K: fattore che esprime l'erodibilità del suolo, $\left[\frac{t \cdot ha \cdot h}{ha \cdot MJ \cdot mm}\right]$;

LS: fattore topografico relativo alla lunghezza e alla pendenza del pendio, [-];

C: fattore colturale, [-];

P: fattore di pratica antierosiva [-].

3.2 Metodo dell'erosione potenziale

Il metodo dell'erosione potenziale (*Gavrilovic*, 1988) è un metodo empirico per la stima del volume di sedimento prodotto in un bacino idrografico e della quantità di sedimento trasportato dal punto in cui si genera alla sezione di chiusura del bacino.

Tale modello è stato originariamente applicato su bacini di piccole dimensioni a carattere torrentizio nel Sud Est della ex Jugoslavia, nell'attuale Serbia; successivamente è stato studiato e modificato da altri autori per i bacini a carattere torrentizio in Slovenia, nei Balcani occidentali, in Svizzera ed infine è stato tarato in alcune regioni italiane. Pertanto il bacino del Torrente Guerna, grazie alle sue caratteristiche morfologiche e climatiche affini all'area di formulazione del modello, si presta bene alla sua applicazione e validazione.

Il metodo prevede il calcolo dei seguenti parametri, per poi stimare il volume medio annuo di materiale eroso W [$m^3/anno$], complessivamente sul bacino, ed il volume medio annuo del materiale (eroso) che si raccoglie alla sezione di chiusura, G [$m^3/anno$]:

$$Z = X_a \cdot Y \cdot (\phi + i^{1/2}) \quad (2)$$

$$W = T \cdot H \cdot \pi \cdot Z^{3/2} \cdot A \quad (3)$$

$$T = [(t/10) + 0,1]^{1/2} \quad (4)$$

$$R_u = 4 \cdot (O \cdot D)^{1/2} / (L + 10) \quad (5)$$

$$G = W \cdot R_u \quad (6)$$

dove:

Z: coefficiente di erosione, [-];

X_a : coefficiente dell'uso del suolo che indica il grado di protezione dall'erosione superficiale, [-];

Y: coefficiente di resistenza del suolo all'erosione, [-];

ϕ : livello di stabilità del bacino, tenendo conto dei fenomeni di erosione in atto sul terreno, [-];
 i : pendenza media percentuale della superficie del bacino, [m/m];
 W : volume medio annuo di materiale eroso, [m³/anno];
 T : coefficiente di temperatura, [-];
 H : altezza media della precipitazione annuale nel bacino, [mm/anno];
 A : area del bacino, [km²];
 t : temperatura media annua, [°C];
 R_u : coefficiente di ritenzione che esprime la quantità di materiale eroso e ridepositato nel bacino, [-];
 O : perimetro del bacino, [km];
 D : differenza tra la quota media del bacino e la quota di chiusura dello stesso, [km];
 L : lunghezza dell'asta principale del bacino, [km];
 G : volume medio annuo di materiale eroso e trasportato alla chiusura del bacino, [m³/anno].

3.3 Sistema Informativo Geografico QGIS

L'impiego di un Sistema Informativo Geografico si è rivelato indispensabile per poter gestire ampie basi di dati georeferenziati, visualizzare, interrogare e analizzare agevolmente i fattori che maggiormente influenzano i processi di erosione del suolo e creare mappe, quale ad esempio quella di uso del suolo. Il GIS scelto è il software QGIS, che è di tipo open-source.

4 RISULTATI E CONCLUSIONI

L'applicazione del modello RUSLE (Renard *et al.*, 1991) e del metodo dell'erosione potenziale (Gavrilovic, 1988) al bacino del Torrente Guerna ha permesso di redigere le mappe di erodibilità riportate in Figura 1(a) e (c), evidenziando le zone più suscettibili all'erosione e fornendo anche una stima di massima della quantità di suolo eroso (v. tabella 1).

Per valutare poi l'effetto dei cambiamenti climatici sul fenomeno erosivo, sono stati nuovamente applicati i due metodi empirici considerando un incremento della temperatura media annua e dell'altezza di precipitazione rispettivamente pari a 2°C e al 15%. Anche in questo caso sono state realizzate le carte di erodibilità mostrate in Figura 1(b) e (d), mettendo in risalto le zone maggiormente soggette ad erosione idrica e fornendo un valore indicativo della perdita di suolo media annua (v. tabella 1).

Metodo empirico	Cambiamento climatico	Perdita di suolo media annua	Perdita di suolo media annua
Modello RUSLE	No	160.202 t/anno	1,9 mm/anno
Modello RUSLE	Sì	220.553 t/anno	2,6 mm/anno
Metodo di Gavrilovic	No	23.132 m ³ /anno	0,75 mm/anno
Metodo di Gavrilovic	Sì	29.409 m ³ /anno	0,95 mm/anno

Tabella 1. Valori della perdita di suolo media annua nel bacino del Torrente Guerna, stimata sia col modello RUSLE sia col metodo di Gavrilovic, considerando anche uno scenario caratterizzato da cambiamenti climatici.

I risultati ai quali si è pervenuti mostrano il significativo impatto dei cambiamenti climatici sul fenomeno fisico dell'erosione idrica di versante, e quindi sulla porzione esterna della litosfera. In particolare i cambiamenti climatici imposti hanno provocato un incremento dell'asportazione di suolo ad opera dell'acqua pari al 37% e al 27%, rispettivamente applicando il modello RUSLE e il metodo di Gavrilovic.

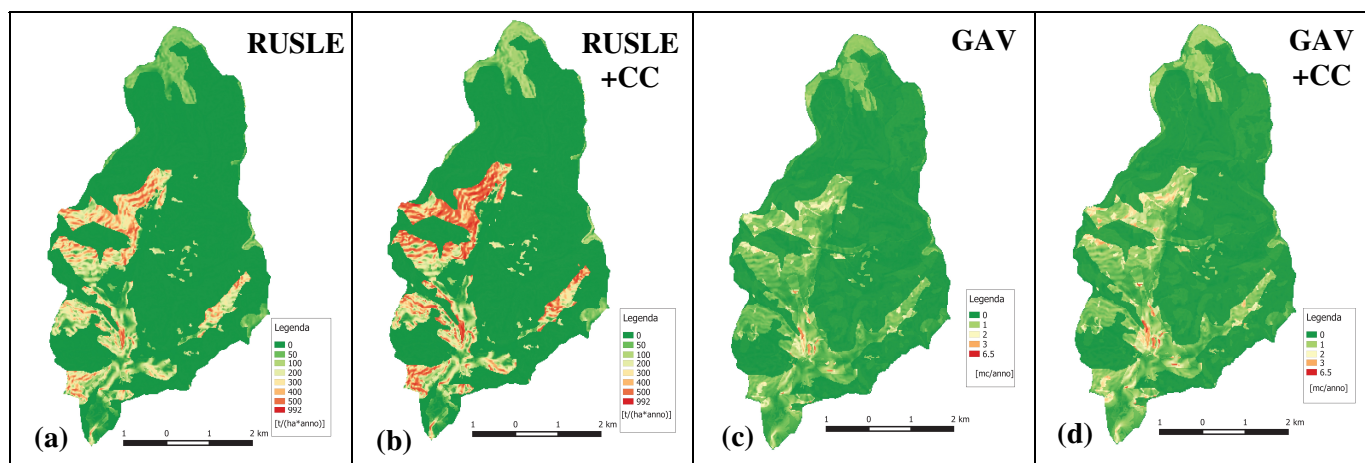


Figura 1. Nel pannello (a) è riportata la carta della perdita specifica di suolo media annua [$t/(ha \cdot anno)$] stimata col modello RUSLE, il pannello (b) illustra la carta della perdita specifica di suolo media annua [$t/(ha \cdot anno)$] stimata col modello RUSLE considerando il cambiamento climatico, il pannello (c) rappresenta la carta della perdita di suolo media annua [$m^3/anno$] stimata col metodo di Gavrilovic, il pannello (d) raffigura la carta della perdita di suolo media annua [$m^3/anno$] stimata col metodo di Gavrilovic considerando il cambiamento climatico.

Si è potuto constatare che il modello RUSLE, costruito per la stima dell'erosione del suolo in aree agricole, concettualmente mal si adatta alla valutazione dei processi di erosione a scala di bacino per aree come quella del bacino del Torrente Guerna. Questa criticità viene evidenziata confrontando il valore di erosione del suolo elaborato dal metodo RUSLE per l'area in esame con la stima calcolata sulla stessa servendosi del metodo di Gavrilovic. Infatti, ipotizzando un peso specifico del suolo pari a $2,7 t/m^3$ (Efthimiou *et al.*, 2016), il valore di erosione ricavato tramite il modello RUSLE risulta essere circa 2,6 volte superiore alla stima secondo Gavrilovic.

A tale proposito, si fa presente che la sovrastima ottenuta col modello RUSLE trova conferma anche nello studio del bacino idrografico della Fiumara Sfalassà in Calabria, avente area e caratteristiche orografiche simili a quelle della zona oggetto di studio (Dominici *et al.*, 2015).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ferro V. La sistemazione dei bacini idrografici, McGraw-Hill, 2002.
- Bagarello V., Ferro V., Erosione e conservazione del suolo, McGraw-Hill, 2006.
- Bertoni F. Sistema combinato di valutazione dell'erosione di versante e del trasporto solido nella rete idrografica, Tesi di laurea specialistica in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio, Università degli Studi di Brescia, Facoltà di Ingegneria, 2010-2011.
- Castiglioni S., Aldighieri B., Bersezio R. & Testa B. Utilizzo di un sistema informativo geografico per la stima dell'erosione in una valle di media montagna: il bacino del Torrente Guerna (Sudalpino Lombardo, Bergamo), Geol. Insubr. 5/2, 2000.
- Milanesi L., Pilotti M., Clerici A. & Gavrilovic Z. Application of an improved version of the erosion potential method in alpine areas, Italian Journal of Engineering Geology and Environment, I, 2015.
- Efthimiou N., Likoudi E., Panagoulia D. & Karavitis C., Comparative analysis of soil erosion estimation between the EPM and the RUSLE model using GIS techniques assessment of soil susceptibility to erosion using the EPM and RUSLE models: the case of Venetikos River catchment, Global NEST Journal, Vol 18, 2016.
- Dominici R., Campolo F., Ferrari P. & Modaffari D., Il progetto SIGIEC: Tecniche per lo studio dell'analisi dell'erosione costiera con metodologie fotogrammetriche e telerilevate, Conferenza ASITA (Lecco), 2015.
- Vacca C., Casuscelli F.A., Di Bello A. & Dominici R., Calcolo della produzione di sedimenti nei bacini idrografici della F.ra Saraceno, T.te Pagliara e Avena, mediante il metodo di Gavrilovic in ambiente GIS, GIS Day Calabria, 2015;
- Auddino M., Dominici R. & Viscomi A., Evaluation of yield sediment in the Sfalassà Fiumara (south-western, Calabria) by using Gavrilovic method in GIS environment, Rend. Online Soc. Geol. It., Vol. 33, pp. 3-7, 2015, doi:10.33.01/ROL.2015.01.
- Frassoni A., Plebani F., Pierazzini S., Valutazione delle caratteristiche morfologiche ed idrauliche del Torrente Guerna nel tratto tra Adrara S. Rocco e la confluenza nel Fiume Oglio, Comunità Montana del Monte Bronzone e del Basso Sebino, Ottobre 2003.

ANALISI DELL'EFFETTO DELL'ANTROPIZZAZIONE DEI SUOLI SULLA TEMPERATURA DELL'ARIA MEDIANTE L'UTILIZZO DI DATI SATELLITARI

Roberta Paranunzio¹, Francesco Laio¹, Serena Ceola² & Alberto Montanari²

(1) Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture (DIATI), Politecnico di Torino, Torino; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM), Università di Bologna, Bologna

ASPETTI CHIAVE

- Analisi dell'effetto del Urban Heat Island sui record di temperatura dell'aria
- Si utilizzano dati satellitari di luminosità notturna come proxy di urbanizzazione
- I paesi in via di sviluppo e del terzo mondo presentano il maggior grado di accordo tra trend di luminosità e di temperatura

1 PREMESSA

Negli ultimi anni sono stati condotti numerosi studi sulla quantificazione dell'effetto del Urban Heat Island (UHI) e più in generale dell'antropizzazione dei suoli sulle temperature dell'aria a scala globale (Hansen *et al.*, 2010) e locale (Hausfather *et al.*, 2013; Peterson & Owen, 2005). In questo lavoro si pongono le basi per l'analisi dell'effetto del urban warming sui record di temperatura dell'aria e più in generale sulle dinamiche di riscaldamento globale. Si tratta quindi di valutare se vi possa essere una relazione tra le variazioni di temperatura registrate negli ultimi 20-25 anni e la possibile inclusione di termometri in aree interessate da isole di calore urbano utilizzando dati di luminosità notturna ad alta definizione (nightlights) come proxy di possibile presenza umana/urbanizzazione. Le nightlights sono già state ampiamente utilizzate come indicatori di antropizzazione, dell'attività socio-economica (Chen & Nordhaus, 2011) o dell'esposizione umana al rischio idrogeologico (Ceola *et al.*, 2015). Le nightlights si sono dimostrate inoltre un valido strumento per distinguere le stazioni meteorologiche localizzate in aree cosiddette "rurali" e "urbane" e, quindi, per l'individuazione dell'effetto UHI sui record di temperatura a scala globale (Wickham *et al.*, 2013).

2 MATERIALI E METODI

2.1 Dati

2.1.1 Temperature

I dati di temperatura considerati per questo lavoro provengono dal data set del progetto Berkeley Earth, comprendente i dati provenienti da 36869 stazioni meteorologiche, a loro volta combinati da sedici archivi preesistenti. Per questo lavoro, sono stati utilizzati i dati di temperatura media mensile (TAVG) che hanno superato il controllo di qualità ma per i quali non sono state applicate correzioni per eventuali eterogeneità o distorsioni (Berkeley Earth, 2015).

2.1.2 Dati di luminosità artificiale notturna (nightlights)

I dati satellitari sono stati raccolti dal US Weather Force Agency nell'ambito del Defense Meteorological Satellite Program (DMSP) che gestisce attualmente quattro satelliti dotati del sensore OLS (Sistema Operativo Lynescan). Oltre alle luci delle città e degli insediamenti umani in generale, il sensore è anche in grado di ricevere i bagliori prodotti dalla combustione del gas, le luci delle navi e gli incendi (non considerati in questo lavoro). I dati sono disponibili su base annuale, tra il 1992 e il 2013 e sono liberamente forniti dal National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA, 2015). I dati sono espressi in digital number (DN), proporzionali alla radianza, e assumono valori nell'intervallo 0-63, indicando rispettivamente con 0 le aree di buio totale e con 63 le aree di massima luminosità. Le immagini sono fornite in formato raster (GeoTiff) con una risoluzione spaziale di 30 arcosecondi (0.00833°, circa 1 km² di risoluzione all'equatore). L'estensione spaziale è compresa tra i 75° N e i 65° S (latitudine) e tra i 180° W e 180° E (longitudine).

2.2 Metodologia

2.2.1 Ricostruzione delle temperature medie annue T_i

Non tutte le serie storiche disponibili sono complete, ossia comprendono tutti i valori mensili per i 22 anni dal 1992 al 2013, intervallo che coincide con la copertura temporale dei dati di luminosità notturna. Per questo motivo, è stato necessario applicare filtri a soglia sul numero minimo di mesi (Nm_i) e anni (Ny_j) necessari per ricostruire il dato medio annuo. Variando le soglie, è stato possibile calcolare lo scostamento della temperatura dell'anno i -esimo dalla media della serie storica per ogni stazione (S_i).

La temperatura media annua T_i è stata quindi ricostruita sommando alla temperatura media della serie storica \bar{T} lo scostamento S_i . La soglia $Nm_i \geq 9$ mesi – $Ny_j \geq 18$ anni è risultata essere la più efficiente in termini di disponibilità di stazioni ed è stata quindi scelta per le analisi successive (Tabella 1).

Localizzazione	Stazioni attive tra il 1992 e il 2013	$Nm_i \geq 9 - Ny_j \geq 18$
Asia	3862 (13.5 %)	1052 (20.7 %)
Nord America	16667 (58.1 %)	2579 (50.8 %)
Europa	4811 (16.8 %)	880 (17.3 %)
Africa	976 (13.4 %)	117 (2.3 %)
Sud America	657 (2.3 %)	155 (3.1 %)
Oceania	1462 (5.1 %)	273 (5.4 %)
Altri	243 (0.8 %)	17 (0.3 %)
World	28678 (100 %)	5073 (100 %)

Tabella 1. Numero di stazioni disponibili in seguito all'applicazione delle soglie per la ricostruzione del dato medio annuo di temperatura dai dati mensili del database Berkeley Quality Controlled TAVG. L'esempio riporta l'applicazione della soglia scelta, che risulta essere la più efficiente in termini di disponibilità di stazioni.

2.2.2 Localizzazione delle stazioni

Le stazioni selezionate secondo i requisiti di cui al paragrafo 2.2.1 ma localizzate con una precisione spaziale inferiore rispetto a quella dei raster delle luci (30 arcsec) sono state scartate dall'analisi, così come le stazioni localizzate al di fuori dell'estensione spaziale delle immagini. Definito un buffer regolare ad esempio tra 1 e 2 km intorno alla stazione meteorologica di riferimento, è stato quindi calcolato il valore medio annuo di luminosità DN_i all'interno del buffer.

2.2.3 Analisi del trend

Mediante un'analisi di regressione lineare, è stato possibile valutare l'andamento del trend dei record di temperatura (T) e dei dati di luminosità (DN) per ogni stazione considerata. La pendenza della linea di regressione rappresenta la percentuale di variazione di temperatura o nightlights per anno. Andamenti positivi, ad esempio, definiscono rispettivamente un riscaldamento della temperatura dell'aria e un aumento della luminosità nel buffer considerato. Per valutare la significatività dei coefficienti di regressione delle rette ottenute, è stato calcolato il $pValue$ del test T Student a una coda. Il test è stato condotto con un valore di significatività $\alpha=5\%$. Valori di $pValue \geq 0.95$ o $pValue \leq 0.05$ indicano rispettivamente andamenti positivi o negativi significativi, mentre valori $0 < pValue < 0.5$ e $0.5 < pValue < 0.95$ definiscono rispettivamente trend negativi e positivi ma non significativi da un punto di vista statistico. Sono state definite quindi quattro classi di significatività dei coefficienti di regressione sia per i dati di temperatura che per i dati di luminosità (Tabella 2).

Classe	pValue
1 --	$pValue \leq 0.05$
2 -	$0.05 < pValue < 0.5$
3 +	$0.5 < pValue < 0.95$
4 ++	$pValue \geq 0.95$

Tabella 2. Classi di significatività dei coefficienti di regressione delle rette dei dati di temperatura T e di luminosità DN .

Per una più facile lettura, i risultati sono stati quindi organizzati in tabelle di contingenza a quattro entrate

per analizzare la relazione esistente tra le temperature e i dati di luminosità. I valori sulla diagonale principale rappresentano il numero di elementi per i quali vi è concordanza massima tra le classi. La probabilità di accordo osservato a scala continentale e globale è stato pesato in base a coefficienti w_{ij} che pesano il grado di accordo tra i dati in base alla distanza dalla diagonale principale. I pesi w_{ij} (compresi tra 0 e 1) si assegnano in modo che i pesi siano attribuiti in modo simmetrico e che alle celle di perfetto accordo sulla diagonale si assegna $w_{ij}=1$.

$$p_o = \sum_{i=1}^c \sum_{j=1}^c \frac{n_{ij}}{n} w_{ij} \quad (1)$$

Il grado di accordo osservato pesato p_o quindi si calcola come in eq. (1), in cui n è la numerosità totale del campione, n_{ij} il numero di elementi che appartengono contemporaneamente alla classe i -esima di T e alla classe j -esima di DN , c il numero di classi mentre w_{ij} rappresentano i pesi lineari.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

L'applicazione di soglie sempre più restrittive sul numero minimo di mesi e anni per la ricostruzione del dato di temperatura comporta una rilevante perdita del numero di stazioni disponibili per la nostra analisi (Tabella 1). Escludendo le stazioni ubicate in Antartide, in zone in conflitto o per le quali non è indicato lo stato di appartenenza (indicate come "Altri"), Africa e Sud America risultano essere i continenti meno densamente coperti dalla rete di stazioni.

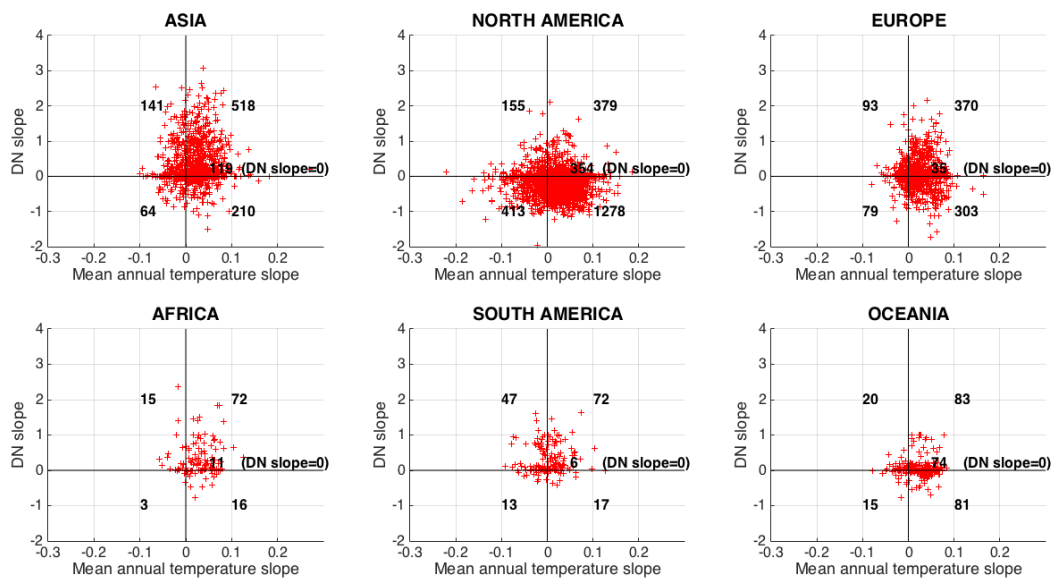


Figura 1. Valore di pendenza della retta di regressione (slope) dei dati di temperatura (Mean annual temperature slope) e di luminosità (DN slope) a scala continentale. In grassetto si riporta il numero di stazioni nei quadranti, caratterizzati da trend concordanti (slope entrambi positivi o negativi, quadranti 1 e 3) o discordanti (slope positivi e negativi, quadranti 2 e 4) e i punti per cui la pendenza della retta di regressione dei dati di luminosità è zero (DN slope = 0).

Africa, Asia e Sud America presentano un considerevole numero di stazioni caratterizzati da trend positivi concordanti, mentre in Oceania e in Europa non si riscontrano particolari pattern. Il Nord America è caratterizzato da trend fortemente discordanti, ovvero aumento delle temperature in concomitanza con un importante decremento di luminosità (Figura 1). Ciò potrebbe essere dovuto alla politica di riduzione luminosa promossa in numerosi stati degli U.S. (Ceola et al., 2014). D'altra parte, trend concordanti positivi corrispondono tendenzialmente a paesi in via di sviluppo ed emergenti, nei quali si sta assistendo negli ultimi a una rapida crescita dell'urbanizzazione e potenzialmente all'inglobamento di numerose stazioni dalle zone rurali a quelle urbane (Hansen et al., 2010). Di più difficile interpretazione sono i trend dei paesi sviluppati (Europa), estremamente variabili a seconda del paese considerato e delle politiche ambientali attuate (Bennie et al., 2014). Focalizzando l'attenzione sulle stazioni che presentano massimo agreement tra le classi di

significatività, il dato più interessante risulta essere quello relativo alla classe 4 di Asia e Africa, per i quali rispettivamente il 22.4 % e 32.5 % delle stazioni presentano trend positivi concordanti significativi (Tabella 3) cioè un significativo incremento della temperatura registrata alla stazione tra il 1992 e il 2013 e del dato di luminosità nel buffer considerato.

Localizzazione	1 T-- DN--	2 T- DN-	3 T+ DN+	4 T++ DN++	No. tot stazioni
Asia	3 (0.3 %)	26 (2.5 %)	62 (5.9 %)	236 (22.4 %)	1052 (100 %)
Nord America	88 (3.4 %)	115 (4.5 %)	153 (5.9 %)	42 (1.6 %)	2579 (100 %)
Europa	51 (5.8 %)	3 (0.3 %)	48 (5.5 %)	109 (12.4 %)	880 (100 %)
Africa	0 (0 %)	1 (0.9 %)	5 (4.3 %)	38 (32.5 %)	117 (100 %)
Sud America	2 (1.3 %)	5 (3.2 %)	10 (6.5 %)	19 (12.3 %)	155 (100 %)
Oceania	3 (1.1 %)	7 (2.6 %)	9 (3.3 %)	27 (9.9 %)	273 (100 %)
World	147 (2.9%)	158 (3.1%)	288 (5.7 %)	471(9.3 %)	5073 (100 %)

Tabella 3. Distribuzione delle stazioni a scala globale e continentale nelle quattro classi di massima concordanza individuate in base al valore di significatività *pValue* del coefficiente di regressione di temperatura *T* e nightlights *DN*.

Come si può vedere in Tabella 4, Africa e Asia rappresentano inoltre i due continenti con il maggior grado di accordo tra le classi e quindi un maggior grado di accuratezza della classificazione statistica. L'integrazione di dati di temperatura di altre fonti di informazione, soprattutto in continenti come l'Africa in cui si ha minor disponibilità di stazioni, potrebbe garantire una maggior robustezza all'analisi statistica, oltre a migliorare l'efficienza del metodo proposto. I dati satellitari ad alta definizione contribuiscono quindi efficacemente a mettere in luce pattern significativi nei paesi emergenti o del terzo mondo più che in paesi già sviluppati (Europa e Nord America), in cui si rilevano trend deboli o non significativi (Tabella 4). Un risultato analogo d'altronde si ritrova in studi precedenti in cui le nightlights si sono dimostrate uno strumento efficace per analizzare l'esposizione al rischio idraulico, con risultati interessanti soprattutto in Africa e Asia (Ceola *et al.*, 2014).

	Asia	Nord America	Europa	Africa	Sud America	Oceania	World
p_o	0.64	0.53	0.55	0.7	0.61	0.57	0.56

Tabella 4. Grado di accordo osservato pesato p_o a scala continentale e globale.

In conclusione, i dati di luminosità artificiale notturna costituiscono un elemento innovativo per l'analisi dell'effetto dell'antropizzazione sui record di temperatura e, in un'ottica più ampia, per la valutazione dell'effettivo contributo del Urban Heat Island sulle dinamiche di riscaldamento globale.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bennie, J., Davies, T. W., Duffy, J. P., Inger, R. & Gaston, K. J. Contrasting trends in light pollution across Europe based on satellite observed night time lights, Scientific reports, 2014, 4.
- Berkeley Earth - Intermediate Data - Quality Controlled – TAVG, 2015, <http://berkeleyearth.org/data/>.
- Ceola, S., Laio, F. & Montanari, A. Satellite nighttime lights reveal increasing human exposure to floods worldwide, Geophysical Research Letters, 2014, 41(20), 7184-7190.
- Ceola, S., Laio, F. & Montanari, A. Human-impacted waters: New perspectives from global high-resolution monitoring, Water Resources Research, 2015, 51(9), 7064-7079.
- Chen, X. & Nordhaus, W. D. Using luminosity data as a proxy for economic statistics, Proceedings of the National Academy of Sciences, 2011, 108(21): 8589-8594.
- Hansen, J., Ruedy, R., Sato, M. & Lo, K. Global surface temperature change, Reviews of Geophysics, 2010, 48(4).
- Hausfather, Z., Menne, M. J., Williams, C. N., Masters, T., Broberg, R. & Jones, D. Quantifying the effect of urbanization on US Historical Climatology Network temperature records, Journal of Geophysical Research: Atmospheres, 2013, 118(2), 481-494.
- NOAA - Earth Observation Group, Version 4 DMSP-OLS Nighttime Lights Time Series., 2015, <http://ngdc.noaa.gov/eog/dmsp/downloadV4composites.html>.
- Peterson, T. C. & Owen, T. W. Urban Heat Island Assessment: Metadata Are Important, J. Climate, 2005, 18, 2637–2646.
- Wickham, C., Rohde, R., Muller, R.A., Wurtele, J., Curry, J., Groom, D., Jacobsen, R., Perlmutter, S., Rosenfeld, A. & Mosher, S. Influence of Urban Heating on the Global Temperature Land Average using Rural Sites Identified from MODIS Classifications, Geoinformatics & Geostatistics: An Overview, 2013, 1:2.

WATER-ENERGY-FOOD NEXUS: IL WATER FOOTPRINT COME METODO DI ANALISI DI SOSTENIBILITA' IN UNA ZONA AD ELEVATA VALENZA AMBIENTALE

Rossella de Vito^{1,2}, Ivan Portoghese², Alessandro Pagano², Michele Vurro², Umberto Fratino¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e del Territorio, Edile e di Chimica – Politecnico di Bari; (2) Istituto di ricerca sulle acque CNR U.O.S. di Bari;

PUNTI CHIAVE

- *L'analisi a scala locale del WEFN, come strumento per la valutazione della sostenibilità nella produzione agricola, necessita che siano presi in considerazione i principali processi coinvolti.*
- *La valutazione del WF a scala locale, in una prospettiva di sostenibilità, necessita del confronto con la reale disponibilità delle risorse idriche superficiali e sotterranee.*
- *L'efficientamento idrico ha un effetto benefico sul prelievo totale in termini di incremento del volume utile consumato dalle colture, con conseguente riduzione del consumo energetico unitario.*

1 PREMESSA

La ricerca si propone di studiare le strategie di gestione delle risorse in ambito agricolo ponendo l'attenzione sul legame tra acqua ed energia. L'approccio seguito si basa sull'ipotesi che i modelli di gestione delle risorse idriche siano legati contemporaneamente a problemi di scarsità idrica dovuti al prelievo insostenibile e ai consumi energetici connessi all'utilizzo irriguo.

In questo contesto, il Water Footprint (*WF*), in quanto indicatore multi-parametrico (Hoekstra et al., 2009) dell'uso consuntivo delle risorse idriche associate alla produzione di un bene o di un servizio, è un elemento chiave per quantificare il grado di sostenibilità delle politiche di gestione delle risorse idriche, attraverso il confronto tra volumi idrici consumati, risorse disponibili e relativi consumi energetici.

L'approccio è stato concettualizzato e sviluppato a seguito dell'esperienza condotta in un'area di studio significativa, presente nel territorio del Comune di Otranto (Lecce), caratterizzata da una spiccata vocazione agricola irrigua, oltre che da un'elevata valenza naturalistica e turistica. In particolare, un programma di monitoraggio del prelievo e dell'utilizzo ha consentito di quantificare l'efficienza idrica ed energetica dei sistemi irrigui adottati, focalizzando l'attenzione sia sugli aspetti fisici quali la vetustà delle opere di prelievo, trasporto e distribuzione, che su quelli gestionali connessi alle pratiche irrigue aziendali.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Area di studio

L'area di studio consiste in un sistema idraulico complesso (Figura 1) costituito da due laghi costieri interconnessi tra di loro attraverso un canale di bonifica, di cui uno di acque dolci e l'altro di acque salmastre, rispettivamente chiamati "Alimini Piccolo o Fontanelle" e "Alimini Grande", quest'ultimo in comunicazione con il mare.

Lo studio si è concentrato sul lago Alimini Piccolo che, con un volume medio di accumulo pari a 1.2 Mm³ è la fonte principale di approvvigionamento idrico ad uso irriguo e domestico dell'area di studio. In particolare, i prelievi irrigui avvengono attraverso due impianti di sollevamento, "Fontanelle Est" e "Fontanelle Sud" (Figura 1), da cui vengono alimentate due reti irrigue consortili che si estendono su una superficie di circa 970 ha. Le colture principalmente praticate, secondo il censimento ISTAT del 2010 sono oliveti (≈ 2000 ha), vigneti (≈ 53 ha) e pomodori (≈ 144 ha). Il prelievo a uso potabile avviene invece mediante la captazione di una sorgente presente sulla sponda Nord-Est del lago (Casa Monsignore).

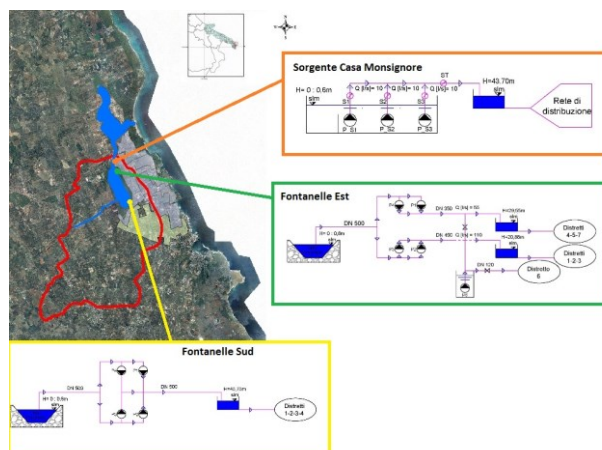


Figura 1. Area di studio e schemi degli impianti di prelievo ad uso irriguo (Fontanelle Est e Fontanelle Sud) e potabile (Sorgente Casa Monsignore).

2.2 Misura dei prelievi dal lago e stima dei prelievi da falda

Attraverso un'attività di ricerca avviata dall'IRSA-CNR, durante l'anno idrologico 2013-2014 sono state condotte analisi quali-quantitative delle acque del lago e della falda sotterranea al fine di studiarne il regime di alimentazione e l'effettiva potenzialità di utilizzo (Portoghesi et al. 2014).

A tal fine, è stato effettuato il monitoraggio dei prelievi da lago ad uso irriguo (V_{plc}) durante la stagione irrigua 2014 mediante l'installazione di due apparati di misura collegati ai quadri elettrici delle stazioni di pompaggio presenti. Inoltre, è stata effettuata un'analisi dei volumi fatturati alle singole aziende (V_f) attraverso i dati messi a disposizione dal consorzio irriguo negli anni compresi tra il 2007 e il 2014. Sono stati ricostruiti, dunque, i prelievi stimati da lago negli anni compresi tra il 2007 e il 2014 riferendoci ai volumi irrigui fatturati dal consorzio come segue:

$$P_l = \frac{V_f}{E_t} \quad (1)$$

In cui E_t rappresenta l'efficienza idrica dei sistemi di trasporto, dipendente dallo stato dei sistemi di prelievo e distribuzione. Essa è stata calcolata, nella stagione di monitoraggio, come rapporto tra i volumi fatturati dal consorzio (V_f) e i volumi misurati (V_{plc}) (Hsiao et al., 2007) ed è risultata essere pari a 0.68.

Con riferimento all'utilizzo irriguo delle acque di falda, vista l'assenza di dati quantitativi, i prelievi (P_f) sono stati stimati come differenza tra i valori di irrigazione ("gross irrigation" GI), ottenuti attraverso l'utilizzo del software CROPWAT, e i prelievi dal lago (P_l), considerando un'efficienza di adacquamento del 70% corrispondente ad una tecnica irrigua ad aspersione, risultata da un'indagine di campo la più diffusa nella zona:

$$P_f = GI - P_l \quad (2)$$

2.3 Il Water Footprint

Per l'implementazione del WF, si è fatto riferimento alla terminologia e alla metodologia proposta da Hoekstra et al. (2009). In particolare, il WF è somma di tre componenti: la componente blue (WF_b) rappresenta la componente di acqua che viene prelevata da fonte superficiale e/o sotterranea e che viene consumata per evapotraspirazione, la componente green (WF_g) rappresenta la componente d'acqua proveniente da precipitazione e consumata per evapotraspirazione, e la componente grey (WF_{grey}) rappresenta la componente d'acqua necessaria ad assimilare il carico inquinante della produzione agricola (i.e. utilizzo di fertilizzanti). Per gli scopi del presente lavoro, essenzialmente focalizzati sulla sostenibilità

quantitativa dell'irrigazione, quest'ultima componente è stata tralasciata.

Le componenti di WF_b e WF_g sono state valutate negli anni 2007 – 2014 a partire dai risultati del software CROPWAT, riferite alle colture di pomodoro e di vigneto, in quanto si è assunto l'oliveto come coltura non irrigua. Inoltre, si è assunto non significativo il cambiamento nelle superfici colturali per il periodo di analisi. Dunque, a partire dal calcolo dell'evapotraspirazione ET_a e dalla conoscenza delle superfici S delle singole produzioni, sono state valutate le componenti WF_b e WF_g , come espresso nelle eq. (3) in cui si introduce il CWU (rispettivamente CWU_b e CWU_g) che rappresenta il fabbisogno culturale per unità di superficie espressa in m^3/ha :

$$WF_b [m^3] = CWU_b \times S \quad WF_g [m^3] = CWU_g \times S \quad (3)$$

In generale, non tutto il volume prelevato da una data risorsa idrica viene fornito alla coltura sotto forma di irrigazione, poiché una parte di esso, funzione dell'efficienza idrica globale, viene perso per infiltrazione. Ne consegue che la componente WF_b è un'aliquota del prelievo da fonte idrica, funzione dell'efficienza idrica globale. Quindi, in caso di ricorso a fonti superficiali e sotterranee, si possono determinare due distinte componenti di WF blue, una superficiale (SWF_b), l'altra sotterranea (GWF_b) come mostrato dalle eq.(4):

$$SWF_b [m^3] = P_l \times e_1 \quad GWF_b [m^3] = P_f \times e_2 \quad (4)$$

Nelle equazioni precedenti, e_1 ed e_2 rappresentano i valori di efficienza idrica associati rispettivamente al prelievo superficiale e sotterraneo. Nel caso del prelievo superficiale e_1 è stata calcolata come segue:

$$e_1 = E_t \times E_{az} \times E_{adac} \quad (5)$$

In cui E_t rappresenta l'efficienza di trasporto calcolata come spiegato nel paragrafo 2.2 e pari al 68%, E_{az} è l'efficienza di distribuzione aziendale con valori che dipendono dallo stato dei sistemi di distribuzione della singola azienda, per cui, nell'ipotesi di un ottimo stato dei sistemi di distribuzione aziendale, si è assunto un valore pari al 99% (Hsiao et al., 2007), infine, E_{adac} è l'efficienza di adacquamento che dipende dalla tecnica irrigua utilizzata, assunta pari al 70% avendo ipotizzato un sistema di irrigazione ad aspersione. Il temine di efficienza relativo al prelievo da falda tiene invece conto solo dell'efficienza di distribuzione aziendale E_{az} e dei valori di efficienza di adacquamento E_{adac} :

$$e_2 = E_{az} \times E_{adac} \quad (6)$$

I valori stimati di e_1 ed e_2 sono rispettivamente 0.47 e 0.69.

2.4 Consumi energetici e costo unitario del prelievo

Nel presente lavoro è stato determinato il consumo energetico associato al prelievo da fonte superficiale E_l , e sotterranea E_f . Il consumo energetico E espresso in KWh associato al sollevamento di un volume d'acqua è dato dal prodotto tra il lavoro compiuto per il sollevamento di $1 m^3$ di acqua per il volume d'acqua sollevato V_p :

$$E [KWh] = \frac{H_T V_p}{102 \eta 3.6} \quad (7)$$

In cui H_T è la prevalenza totale della pompa espressa in metri, somma della prevalenza geodetica e delle perdite di carico. Infine, η è il rendimento della pompa.

Il calcolo del consumo energetico associato al prelievo da lago E_l è avvenuto considerando solo i dati dell'impianto di pompaggio di Fontanelle Est (Figura 1), assumendo H_T pari al dislivello geodetico tra il lago e il serbatoio di carico della rete irrigua (29.55 m) e trascurando le perdite di carico. Il rendimento dell'impianto è stato determinato sulla base dei dati raccolti durante il monitoraggio dei prelievi dal lago come rapporto tra la potenza ceduta al fluido e la potenza assorbita dall'elettropompa ed è risultato essere pari a 0.58.

Con riferimento al consumo energetico del prelievo da falda E_f , si è assunta H_T pari alla somma tra la soggiacenza media della falda (10.63 m), misurata durante le campagne di monitoraggio, e un carico di 20 m agli idranti della rete aziendale. Da cui risulta H_T pari a 30.63 m. Infine, come rendimento della generica elettropompa sommersa è stato assunto un valore di letteratura pari a 0.5.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

I risultati riferiti alla situazione attuale (Figura 2a) mostrano un prelievo totale medio annuo ad uso irriguo pari a 1.22 Mm³ di poco variabile negli anni di osservazione, di cui 0.15 Mm³ sono prelevati mediamente da fonte superficiale e 1.07 Mm³ sono prelevati da falde sotterranee. Il 34% dell'acqua prelevata viene persa a causa della modesta efficienza idrica. Dunque, il WF_b rappresenta circa il 66% del prelievo totale, di cui la componente principale è quella sotterranea (GWF_b) che rappresenta mediamente il 90% del WF_b . Ai valori di prelievo stimati sono associati elevati valori di consumo energetico, che risultano essere rispettivamente pari a circa 21000 KWh per il consumo energetico medio associato al prelievo da lago e circa 178000 KWh per il consumo energetico medio associato al prelievo da falda. Rapportando i valori del consumo energetico (E_i ed E_f) rispettivamente con i valori di SWF_b e GWF_b si ottengono due indicatori del consumo energetico unitario netto (KWh/m³) riferiti ai volumi utili consumati pari a 0.29 per il prelievo da lago e 0.24 per il prelievo da falda.

Ipotizzando un miglioramento delle efficienze di trasporto ($E_t = 0.9$) e delle efficienze di adacquamento ($E_{adac} = 0.9$), quest'ultima corrispondente ad una tecnica irrigua a goccia, si ottiene una riduzione del prelievo totale ad uso irriguo del 34% che, nell'ipotesi di prelievo da lago costante, si traduce in una riduzione del prelievo da fonte sotterranea di circa il 30% (Figura 2b). Lo scenario di efficientamento comporta una riduzione dei volumi d'acqua prelevati e persi per infiltrazione con un conseguente incremento delle due componenti di WF blue, da cui deriva una riduzione del consumo energetico associato sia al prelievo da lago che da falda. In particolare, il consumo energetico unitario netto risulta pari a 0.17 (-41%) per il prelievo da lago e 0.20 (-17%) per il prelievo da falda.

In definitiva, il miglioramento dell'efficienza idrica di trasporto e di adacquamento ha un effetto benefico sul prelievo totale in termini di incremento del volume utile consumato, con conseguente riduzione del consumo energetico unitario, quest'ultimo particolarmente rilevante in riferimento al prelievo da lago.

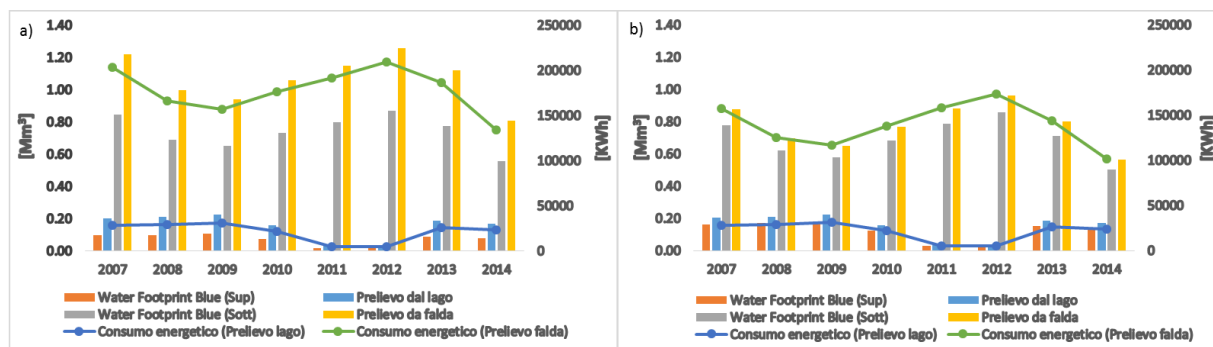


Figura 2. Valori attuali dei prelievi, del WF e relativi consumi energetici (a); e scenario di efficientamento idrico (b).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Hsiao, T. C., Steduto, P., & Fereres, E. (2007). A systematic and quantitative approach to improve water use efficiency in agriculture. *Irrigation Science*, 25(3), 209–231.
- Hoekstra, A. Y., Chapagain, A. K., Aldaya, M. M., & Mekonnen, M. M. (2009). Water Footprint Manual State of the Art 2009. Water Footprint Network, (november), 131.
- Portoghese, I., de Vito, R., Fratino, U., Pagano, A., Vurro, M., Caputo, M.C., De Carlo, L., & Masciale, R. Un modello afflussi-deflussi per lo studio del bilancio idrogeologico del Lago Alimini Piccolo nella penisola Salentina, IDRA 2014, Bari.

CAMBIAMENTI CLIMATICI ED EVENTI ESTREMI

Catello Masullo ¹

(1) Associazione Idrotecnica Italiana. Docente presso la Cattedra di “Gestione dei Servizi Idrici” alla Facoltà di Ingegneria della Università di Roma 3 - e-mail: c.masullo@hydroarchsrl.com, secretary@hydroarchsrl.com

ASPETTI CHIAVE:

- I cambiamenti climatici non sembrano avere effetto sugli eventi estremi. I record assoluti italiani in termini di eventi idro-meteorologici estremi, tutt'ora imbattuti, non si riferiscono, infatti, agli ultimi anni.
- La crescente impermeabilizzazione dei terreni riduce fortemente il potere di trattenuta, di infiltrazione ed evapotraspirazione dei suoli, ed altera totalmente i coefficienti di deflusso.
- Le analisi dei dati evidenziano che non è stato tanto il fattore climatico a giustificare tali tendenze, quanto il complesso delle modificazioni antropiche.

1 I DATI NAZIONALI

Sempre più spesso si attribuiscono ai cosiddetti “cambiamenti climatici” le cause di nubifragi, alluvioni e disastri dovuti a precipitazioni meteoriche molto intense. Non appaiono esserci evidenze scientifiche che portino a stabilire nessi di causa ed effetto dei cambiamenti climatici con il dissesto idrogeologico. Diversi studi su piogge e calamità idrogeologiche dimostrano invece la generale tendenza al calo della piovosità e dell'intensità di pioggia, mentre sono in aumento le calamità a causa dell'uso del territorio con crescente utilizzo di aree a non trascurabile pericolosità idrogeologica.

I record assoluti italiani in termini di eventi idro-meteorologici estremi, tutt'ora imbattuti, non si riferiscono agli ultimi anni. Infatti la massima pioggia cumulata nelle 24 ore è stata registrata a Bolzaneto (GE), il 19 ottobre 1970 con i suoi 948 mm, mentre se prendiamo in considerazione le 48 ore il record spetta ad una località sarda: Sicca d'Erba che nel periodo del 15-18 ottobre del 1951 ha avuto un evento estremo di 1014 mm, che diventano 1431 in 72 ore. Per la pioggia cumulata in un mese, il record spetta ad Ucea, nell'Udinese, con i 1899 mm del novembre del 1951. A Roma, dal 1941 al 2007 si sono verificati solo 4 nubifragi (cioè con precipitazione maggiore di 40 mm in mezz'ora, oppure 60 mm in un ora, o 70 mm in due ore, o 80 mm in tre ore); negli anni: 1953 (99 mm in un'ora), 1972, 1986 e 1993. E la massima pioggia in 24 ore è 180 mm il 13 novembre 1946, dati mostrati da *F.Mangianti & F.Leone* (2011).

Uno studio di dettaglio sulla serie storica di 150 eventi di piena registrati a Reggio Calabria dal 1600 ad oggi, di cui il 4% responsabili di danni alla popolazione, ha confermato che il trend crescente di danni è dovuto alla espansione edilizia e non all'andamento delle piogge. Queste ultime, infatti, risultano in leggera diminuzione. Un'altra ricerca su piogge e calamità idrogeologiche in Puglia dal 1877 al 2008 ha messo in evidenza una generale tendenza al calo della piovosità e dell'intensità di pioggia, mentre sono in aumento le calamità a causa dell'uso del territorio con crescente utilizzo di aree a non trascurabile pericolosità idrogeologica, *Olga Petrucci et al.*(2011). Sempre più spesso, invece, i media parlano di eccezionalità degli eventi meteorologici.

In Italia sono decenni che si consumano in media 75 ettari di terreno al giorno, cioè quasi 9 metri quadrati al secondo. Dal 1956 al 2001 la moltiplicazione delle superfici artificializzate è dell'ordine del 500%. Tra il 1991 e il 2001 è stato rilevato un incremento di quasi 8.500 ha/anno di territorio urbanizzato come mostrato dall'*Agenzia Ambientale Europea*. Inoltre, tra il 1990 ed il 2005, è stata stimata una perdita di territorio di 3 milioni di ha, un terzo dei quali agricoli, fonte *ISTAT* (2011).

Il 4 novembre del 2011 a Genova sono caduti quasi 500 mm di pioggia in 5 ore e sono esondati i fiumi ed i torrenti che esondano sempre in queste occasioni, Bisagno, Fereggiano, Sturla e Scrivia. Si è, al solito, parlato di evento mai accaduto prima. Ma non è così, poiché il 4 ottobre dell'anno prima, la quantità di pioggia era stata praticamente la stessa. Ed alluvioni gravi ci sono state in precedenza a Genova nel 1993, nel 1992 e nel 1970, quando i mm di pioggia furono addirittura più di 900.



Figura 1. Foto degli eventi idro-meteorologici più estremi negli ultimi anni in Italia.

I danni ed i lutti a seguito di alluvioni non sono però sempre gli stessi. Molto dipende da quello che fa e da quello che non fa l'uomo. Enormi straripamenti di fiumi nel passato più o meno recente non hanno provocato gli stessi danni e lo stesso numero di perdite di vite umane degli ultimi tempi. Semplicemente perché le aree interessate dalle esondazioni non avevano insediamenti abitativi. Negli ultimi decenni le urbanizzazioni sono state, in alcuni casi, davvero dissennate e criminali. Una alluvione del fiume Arno, farebbe oggi molti più danni di quella famosissima del 1966, che è stata immortalata dai tg di tutto il mondo. Perché sulle sponde del fiume, subito dopo l'evento disastroso, si è costruito moltissimo.

Gli studi specialistici del *GNDCI*, *CNR*, *IRPI*, dimostrano scientificamente ed inequivocabilmente che gli eventi geo-idrologici che hanno prodotto danni alle popolazioni nel periodo 1850-2011 mostrano un andamento crescente. Ma le analisi effettuate hanno posto in evidenza che non è stato tanto il fattore climatico a giustificare tali tendenze, quanto il complesso delle modificazioni antropiche.

2 L'USO DEL TERRITORIO

Negli ultimi anni in Italia, e non solo, si è assistito a fenomeni di urbanizzazione "selvaggia" a cui ora occorre porre un freno. Secondo i dati dell'ultimo *Censimento ISTAT* (2011), negli ultimi dieci anni, sono state costruite 1.576.611 nuove case, mentre nello stesso periodo la popolazione è aumentata solo del 4%. Secondo un'indagine elaborata dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, le aree ad elevata criticità idrogeologica interessano il 9,6% circa della superficie territoriale del Paese, pari a più di 29.500 km², e l'82% dei comuni italiani, per un totale di 6.631 comuni. A partire dalla superficie provinciale esposta ad elevata criticità idrogeologica, si stima che la popolazione potenzialmente esposta a rischio è pari a 5,8 milioni di persone, e gli edifici interessati sono circa 1,3 milioni.

Dalle analisi dei dati demografici delle *Fonti ISTAT*, risulta che dopo la stabilizzazione degli anni ottanta e novanta, si è assistito ad una sensibile ripresa della crescita di popolazione in Italia (403 mila abitanti tra il 2001 ed il 2010, pari a circa il 6,4%).

La crescita demografica si traduce, non sempre linearmente e sicuramente non in modo controllato, nell'incremento delle aree edificate sul territorio, che tipicamente determinano l'aumento delle superfici impermeabilizzate, andando a modificare le naturali dinamiche dei deflussi superficiali, rendendo il controllo degli stessi sempre più oneroso.

Questa crescente urbanizzazione porta alla impermeabilizzazione dei terreni che riducono fortemente il potere di trattenuta, di infiltrazione e di evapotraspirazione dei suoli, ed altera totalmente i coefficienti di deflusso. Così che una stessa pioggia può incrementare anche di dieci volte la portata di picco prodotta su un determinato territorio se è stato impermeabilizzato dalle urbanizzazioni.

Variazione della popolazione residente complessiva e in aree a rischio tra il 2001 ed il 2010				
	Variazione popolazione 2002-2010	Variazione in aree		
		A rischio sismico	A rischio idrogeologico	Comuni Montani
Nord-Ovest	7,9%	15,0%	7,7%	5,5%
Nord-Est	9,3%	8,7%	10,0%	7,0%
Centro	9,7%	10,2%	8,6%	6,1%
Sud	2,0%	1,1%	2,0%	-2,8%
Isole	1,9%	1,8%	1,2%	1,1%
Totale	6,4%	4,1%	6,7%	3,3%

Fonte: elaborazione CRESME Demo/SI su dati ISTAT

Le principali cause del dissesto idrogeologico, sono:

Scelleratezza urbanistica, che permettere di costruire dove i tecnici competenti sconsigliano di costruire, trattandosi di zone a rischio di alluvione o di frana o di dissesto.

Eccessivo consumo di territorio, con disboscamenti, cementificazioni ed impermeabilizzazioni del terreno; sarebbe semplice ovviare, da una parte vietare ulteriori consumi di territorio, permettendo nuove costruzioni solo nella zone già urbanizzate, densificando e rottamando la edilizia di scarsa qualità. E dall'altra imponendo il cosiddetto criterio della "invarianza idraulica". Se, cioè, un determinato territorio, prima di realizzare un intervento di trasformazione, produce una certa quantità di acqua in occasione di determinate precipitazioni meteoriche, dopo la trasformazione deve mantenere costante questa quantità di acqua prodotta. Questo significa che, se si impermeabilizzano porzioni più o meno vaste di tale territorio, riducendo quindi le naturali capacità di ritenzione idrica del terreno originario, è necessario ed obbligatorio realizzare opere di cattura ed immagazzinamento delle acque di pioggia intensa, per poi restituirle alla natura solo successivamente allo scroscio di pioggia. In modo tale da evitare ogni danno da alluvione, realizzando la laminazione delle piene.

Mancata realizzazione di opere di manutenzione idraulica: non pochi disastri sono causati dalla incuria, dalla ridotta capacità di portata del reticolo idrografico a causa di ostruzioni, interramenti, abbandoni di rifiuti ingombranti, crollo di alberi ed arbusti, ecc. Le operazioni di manutenzione idraulica andrebbero effettuate con regolarità.

Mancata realizzazione di opere idrauliche di accumulo e regolazione: ossia la realizzazione delle dighe, che immagazzinano le acque quando scorrono impetuose e possono causare danni e vittime, per poterle restituire quando piove poco e ce n'è più bisogno.

Mancata realizzazione di opere di presidio contro erosioni, frane e dissesti idrogeologici: gli specialisti della materia conoscono perfettamente quali sono i versanti in frana, quali sono gli alvei dei corsi d'acqua in erosione, quali sono le aree a rischio di dissesto idrogeologico, e sono perfettamente in grado di progettare gli interventi atti a scongiurare le catastrofi.

3 CONCLUSIONI

Bisogna quindi restituire alle aree urbanizzate la capacità di laminare ed infiltrare l'acqua di pioggia. Nei paesi anglosassoni, ma anche in gran parte del Nord Europa, è ormai un processo avviato da alcuni anni, soprattutto, attraverso la diffusione di una varietà di approcci e tecniche che vanno complessivamente sotto il nome di Sistemi Urbani di Drenaggio Sostenibile (SUDS).

Non sembrerebbe quindi corretto attribuire le tragedie sempre più frequentemente ripetute ai "cambiamenti climatici", ma ai "cambiamenti di risposta idrologica dei bacini", dovuti ai progressivi processi di impermeabilizzazione dell'azione antropica, non associati ad opportune misure per assicurare la invarianza idraulica degli interventi.

La congruità fra gestione urbana della città e mitigazione del rischio idrogeologico dovrebbe basarsi su:

- riduzione del consumo di suolo, ossia "costruire sul costruito";
- seguire il principio della invarianza idraulica;

- prendere in seria considerazione le criticità idrogeologiche del territorio cittadino;
- continua manutenzione delle opere di difesa del suolo, in particolare di quelle idrauliche.

La rinaturalizzazione dei corsi d'acqua, la manutenzione, la cura, il presidio del territorio, le infrastrutture verdi devono rappresentare una grande opportunità per il sistema produttivo italiano, essendo ormai provato che le misure di mitigazione e di adattamento al cambiamento climatico richiedono e promuovono innovazioni, sviluppo tecnologico, nuove attività, nuovi investimenti e nuova occupazione.

Rimane di fondamentale importanza per una valutazione ambientale avere gli indicatori dei concetti di rischio: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. E' inoltre opportuno valutare gli effetti delle politiche pianificatorie sui rischi e valutare possibili alternative progettuali di contrasto al rischio con effetti positivi o negativi. Le conoscenze servono ad illustrare alle comunità gli scenari di rischio, per poi valutare cosa succede se non facciamo nulla o se attuiamo politiche di pianificazione dell'uso del suolo. Si può arrivare alla pianificazione del rischio accettabile, per uno sviluppo sostenibile.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- F. Mangianti e F. Leone "Analisi climatica delle temperature e delle precipitazioni a Roma" (Resp Oss. Met. Roma (Prot. Civ.), 2011.
- Gisotti G., Le Unità di Paesaggio. Analisi geomorfologica per la pianificazione territoriale urbanistica, Collana Sigee di geologia ambientale, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2011.
- Gisotti G., Il dissesto idrogeologico. Previsione, prevenzione e mitigazione del rischio, Collana Sigee di geologia ambientale, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2012.
- Gisotti G., Zarlunga F. The second international symposium on the conservation of our geological heritage/world heritage: geotope conservation world-wide, european and italian experiences, in Memorie descrittive della Carta geologica d'Italia, vol. LIV. Servizio geologico, Istituto Poligrafico e Zecca di Stato, Roma, 2000.
- Agenzia Europea per l'Ambiente (EEA) <http://www.eea.europa.eu>
- UNDESA, World Urbanization Prospects 2014.
- Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare www.minambiente.it/
- Masullo C., Dal dissesto ideologico al dissesto idrogeologico, in Il parere dell'ingegnere n.19 del 30/10/ 2103. (http://www.ilpareredell'ingegnere.it/index.php?option=com_content&task=view&id=3633), 2013.
- Masullo C. "Dal Dissesto ideologico al dissesto idrogeologico" 2014.
- Pistocchi A. "La valutazione idrologica dei Piani Urbanistici. Un metodo semplificato per l'invarianza idraulica dei Piani Regolatori Generali", 2001.
- Adattamento climatico, mitigazione e prevenzione del dissesto idrogeologico e politiche per il territorio nel quadro di una green economy, Consiglio Nazionale della Green Economy in collaborazione con il Ministro dell'Ambiente 2014.
- ANCE/CRESME Insediamento e rischio sismico e idrogeologico. Lo Stato del territorio italiano, 2012.
- Centro Studi, Consiglio Nazionale dei Geologi Terra e sviluppo. Decalogo della Terra 2010 – Rapporto sullo Stato del territorio italiano, 2010.
- Legambiente – I costi del rischio idrogeologico – Emergenza e Prevenzione, 2012.
- Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare – Elementi per una strategia nazionale di adattamento ai cambiamenti climatici, 2013.
- Olga Petrucci, Angela Aurora Pasqua, Maurizio Polemio (CNR-IRPI) "L'influenza della piovosità e dell'antropizzazione sulla serie storica delle piogge catastrofiche (Calabria sud-occidentale)" Roma 2011.
- Terra rubata- viaggio nell'Italia che scompare. Le analisi e le proposte di FAI e WWF sul consumo del suolo 2012.

THE INFLUENCE OF RAINFALL REGIME CHANGES ON RUN-OF-RIVER MINI HYDRO PLANTS

Ilaria Defina¹, Enrica Caporali¹, Giorgio Valentino Federici¹ & Lorenzo Castellani²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Firenze; (2) Studio IIDeA, Prato

KEY POINTS:

- Results of the distributed hydrological model show how climate change affects significantly the effective productivity of run-of-river mini hydro.
- Different rainfall regime in the last fifteen years caused a decrease of 15% of the total volume of water transiting in the creek.
- The alternation of long periods of drought and extreme rainfall event implicates a decrease in the production of electricity and an increase in investment risk.

1 INTRODUCTION

The objective of this study is to evaluate the actual convenience of the installation of run-of-river mini hydro, both in terms of cost and production of hydroelectric energy, despite the climate change and consequent scarcity of rain. Variability and climate trends, indeed, have a strong impact on the territory and on human activities, since they are often added to land use deterioration and exploitation factors like urbanization, soil pollution, overexploitation agriculture, etc...

To evaluate this, the case of Rincine creek in Londa (Firenze, Italy) is studied. On the river, a mini hydro was designed in the past years, but it has never been built. It was dimensioned considering the rainfall data and relative flow rates, protracted until 2001, and it involved the installation of a cross-flow turbine (size 800 l/s). To evaluate the actual feasibility of the hydropower plant, because of rainfall reduction, a distributed hydrological model for the Rincine river basin was developed, considering this time, the rainfall data of the last fifteen years (2001-2015) and reconstructing the duration curve of the corresponding flow rates.

2 RESULTS OF THE DISTRIBUTED HYDROLOGICAL MODEL

The flow duration curve was reconstructed using the values of the flow rates obtained by the HEC-HMS (Scharffenberg & Fleming, 2010) model and compared with that used in the original project of the mini hydro on the Rincine creek.

A distributed hydrological model was developed because it provides an accurate description of the hydrological characteristics of the basin and it maintains the spatial information of variables like soil characteristics, land use and rainfall; for these reasons, this kind of model was developed.

To make the model as accurate as possible a small size of the cells was chosen (100 meters), because there are no rain gauges on the river basin area. Therefore, the series of precipitation measured at Dicomano's station were considered, knowing to commit an important approximation because Dicomano is not far geographically from Londa, but it is placed at a different altitude.

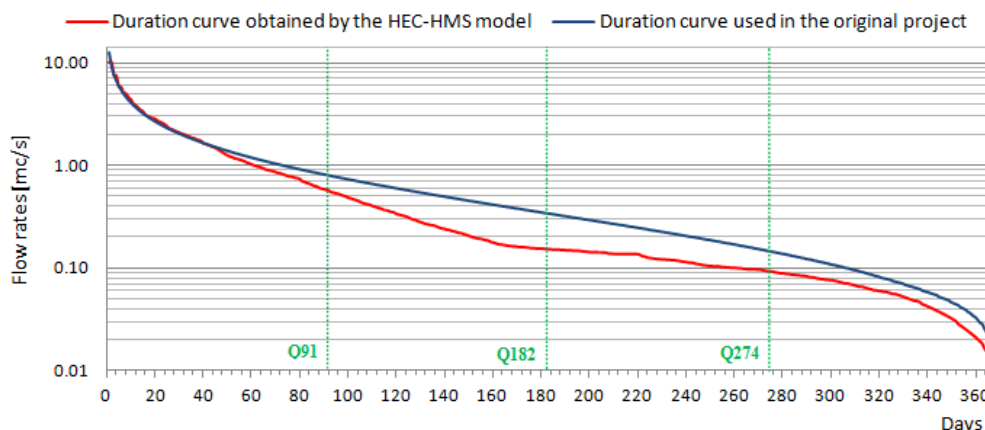


Figure 1. Comparison between the flow duration curve obtained by the results of the HEC-HMS model and the one used in the original mini-hydro design.

The curve shown in blue in Figure 1 represents the duration curve used in the original project, obtained by analytic relationships published in the *Progetto di Piano Stralcio Bilancio Idrico* (Ubertini, 2004) and which refer to flow rates protracted until 2001. The new duration curve, the one shown in red, is placed under the previous one. The graph shows that the maximum and minimum flow rates almost coincide, while all precipitation with intermediate duration, which corresponded flow rates with duration between 20 and 250 days, manifesting itself much less, cause a moving downward of the curve in the central part.

To give an idea of how the two estimates are different the characteristic values of the duration curve (Evangelisti, 1982) were considered and compared:

- Q_{91} : represents the average daily flow equaled or exceeded for 25% of the days of the year;
- Q_{182} : represents the average daily flow equaled or exceeded for 50% of the days of the year;
- Q_{274} : represents the average daily flow equaled or exceeded for 75% of the days of the year.

Characteristic flow rate	$Q_{\text{original project}}$ [l/s]	$Q_{\text{HEC-HMS model}}$ [l/s]	Approximate difference
Q_{91}	809	570	30%
Q_{182}	342	151	60%
Q_{274}	146	93	40%

Table 1. Comparison between the characteristic values of the flow.

In addition to this result, obtained relatively to the overestimation of the flow, the total volume of water was calculated and the difference between the two estimates demonstrates a decrease of 15%.

Observing such a difference between the current estimates and those used to dimension the original plant, it was suggested to consider the possibility of decreasing the size of the turbine installed. The hypothesis analyzed are explained in the following section.

3 HYPOTHESIS OF HYDROELECTRIC PLANT MODIFICATION

In order to evaluate the quality of the investment after changing the values of discharges, derived from detailed hydrological study done earlier, the economic and financial aspects were considered. To synthesize the economic analysis the Net Present Value (N.P.V) is used. The N.P.V. is defined as the sum of the present values of incoming and outgoing cash flows over a period of time. Hypothesis with negative N.P.V. are obviously rejected. The following table shows the value of N.P.V. obtained for the original project, the one that results maintaining the same size of the turbine and the one that results decreasing to 600 l/s the size of the turbine; in the last two cases the flow rates obtained from the HMS model were considered. In addition to

the value of N.P.V. the payback period is calculated.

		Original plant	Hypothesis of plant with new flow rates	
		Turbine 800 l/s	Turbine 800 l/s	Turbine 600 l/s
Electricity produced	[MWh]	250	187	171
N.P.V.	[€]	104.018	-38.725,70	39.489,36
Payback	[years]	8,6	16,5	11,9

Table 2. Comprehensive summary of the technical and financial characteristics of the investment obtained for the original project and compared with those that result maintaining the same size of the turbine and decreasing to 600 l/s the size of the turbine.

Looking at the data in the table, the possibility of installing a turbine of the same size of the original project is absolutely disadvantageous, while if the size of the turbine is decreased becomes positive and reaches almost 40.000€. However, the payback period of capital invested is 12 years, which is undoubtedly a number of years too high if the customer is a private. It is not too high if the customer is a public authority, as in this case the district of Londa (FI), because the hydroelectric plant can become an attractive place and the electricity produced can be used, for example, for the public lighting.

Anyway, earnings prospects remain unsatisfactory. The proposal is to consider the possibility of partial use of the dam of Londa Lake in addition to the outflows of the Rincine creek. In the original project, this hypothesis was discarded because the municipal administration has banned the use of this resource: the reason was that they did not want to renounce the landscape affect of the waterfall on the upstream face of the dam.



Figure 2: Waterfall on the upstream face of the dam.

The maximum excursion of the lake level was set between 0,1 and 0,3 meters, to be exploited only during night hours, exactly from 8 p.m. to 9 p.m. Every time flow rates are not sufficient to get the maximum power of the turbine, including the days when they are so low as not to allow the start of the plant (mainly in the summer months). In this way the waterfall not occurs only for approximately 100 days in a year, but the production of electricity increases to 180 MWh, the Net Present Value increases to more than 66.000 € and the payback period settles on 10 years.

4 CONCLUSIONS

To summarize, the possibility of installing a turbine of the same size of the original project is absolutely disadvantageous, while if the size of the turbine is decreased the investment becomes less risky although with very long payback period. The possibility to exploit not only the flow of the Rincine creek but also the dam of Londa ensures a higher production of electricity and consequently a greater gain in economic terms. However, all this is obtained renouncing the landscape effect of the waterfall on the upstream face of the dam every morning: this effect is guaranteed for about two-thirds of the days of the year. However, even in

the days when at 9 a.m. the lake does not reach the level for which the waterfall occurs, the achievement happens during the day: then the waiver is only partial or in any case temporary.

Observing all the data obtained up to now it is evident that the ongoing climate change, and consequent scarcity of rain, affects significantly the effective productivity of run-of-river mini hydro like the one here analyzed. This kind of plants has very limited storage capacity and uses water only as it become available (McMahon, 1992). They are closely related to the natural flow of the streams; since flow rates cannot be controlled in any way, mini-hydro plants are highly influenced by the amount and especially by the frequency of rainfall.

In this specific case, the rainfall data of a rain gauge not placed on the river basin area were considered: this certainly leads to approximations of the model and consequently on the flow duration curve. Londa and Dicomano, in fact, are adjoining and therefore not geographically distant: but the first is placed 226 *m* a.s.l., the second is placed 148 *m* a.s.l.. Supposing that in mountain areas it rains more than in lowlands, rain values considered in the study probably underestimate the real resource. Therefore, we assume the estimate proposed corresponds to the worst case, both in terms of production of hydroelectric energy and economic gains.

One of the possible solutions to have a real prospect of investment goodness is placing a monitoring system equipped by a rain gauge on the footbridge over the creek or a hydrometer. In this way, realistic rainfall data or discharges values, would be available, even if for a limited number of years, to be then analyzed in relation with those of Dicomano in order to obtained a more realistic estimate of actual earnings.

REFERENCES

- Scharffenberg W.A & Fleming M.J. Hydrologic Modeling System HEC-HMS, User's Manual, 2010.
 Ubertini, L. Final report, Appendix B: Regionalizzazione dei deflussi nel bacino del Fiume Arno, 2004.
 Evangelisti, G., Impianti idroelettrici, Patron Editore, 1982.
 McMahon T.A., Hydrologic design for water use, in Handbook of Hydrology, D.R. Maidment Editor, Published by McGraw-Hill Professional, 1993.

ANALISI DELLE TENDENZE DI LUNGO TERMINE NEL REGIME DEGLI AFFLUSSI METEORICI E DEI DEFLUSSI DELL'ADDA A LECCO (1845-2014)

Roberto Ranzi¹, Massimo Tomirotti¹, Federica Goatelli¹, Michele Brunetti², Alice Crespi³, Maurizio Maugeri³

(1) DICATAM, Università degli Studi di Brescia; (2) CNR-ISAC, Bologna; (3) DF, Università degli Studi di Milano

ASPETTI CHIAVE

- La consultazione di dati di archivio, poco conosciuti, relativi all'idrometro del Fortilizio di Lecco ha permesso la ricostruzione dei livelli idrometrici e dei deflussi giornalieri dall'incile del Lago di Como dal 1845 al 2014
- Analogamente sono stati stimati gli afflussi meteorici mensili nel medesimo periodo rendendo quindi possibile un confronto tra le tendenze climatiche di lungo termine che hanno evidenziato una diminuzione dei deflussi, statisticamente significativa, di poco inferiore ad 1 mm/anno, maggiore di quella delle precipitazioni

1 IDROMETRIA DELL'ADDA AL FORTILIZIO DI LECCO (1845-2014)

Nell'acceso dibattito scientifico e mediatico attorno agli impatti del cambiamento climatico sui sistemi naturali e le attività antropiche, non si è ancora raggiunto un ampio consenso in merito alle variazioni indotte sul regime dei deflussi medi dei corsi d'acqua (IPCC, 2013). Per comprendere le eventuali variazioni del ciclo idrologico dall'inizio dell'era industriale risultano pertanto importanti non solo le analisi sugli estremi, alquanto diffuse, ma anche quelle sul regime dei deflussi annuali e mensili per le quali la letteratura è meno ricca, anche in Italia (Zanchettini et al., 2008; Montanari, 2012)

In questa memoria si illustrano le serie delle altezze idrometriche e dei deflussi giornalieri dell'Adda a Lecco (area drenata 4508 km²) dal 1845 al 2014, ottenute elaborando dati provenienti da fonti diverse: i dati del Consorzio dell'Adda, dell'ex Ufficio Idrografico archiviati presso ARPA Lombardia, degli Annali Idrologici e della Pubblicazione 17 del SIMI, integrati da un registro delle letture giornaliere all'idrometro del Fortilizio dal 1845 al 1907 a disposizione del primo autore. Questa fonte, sinora non ben nota, ha permesso un controllo della qualità dei dati dei limnometri di Malgrate e della Malpensata, e la compilazione di una nuova serie di dati idrometrici, in parte ricostruiti, relativa all'Adda al Fortilizio di Lecco. Essa potrà risultare utile sia per studi climatologici relativi a periodi estesi temporalmente, sia per il perfezionamento delle regole operative per la regolazione del lago di Como, oggetto di studi da almeno un secolo (v. ad es. De Marchi, 1920; Fantoli, 1921; Citrini, 1977; Guariso et al., 1988; Todini, 1999; Moisello & Vullo, 2010).

Per quanto riguarda la serie delle altezze idrometriche, risultavano mancanti i dati dal 1908 al 1910 e incompleti quelli relativi agli anni 1904 e 1911; tali informazioni sono state ricostruite a partire dalle letture all'idrometro della Malpensata sulla base della correlazione con quelle al Fortilizio nel periodo 1845-1907, per il quale erano disponibili i dati di entrambe le stazioni (serie evidenziata in rosso nel diagramma di Figura 1a). La serie dei deflussi è stata ottenuta da quelle delle portate a scala giornaliera; per il periodo 1935-1943 i dati sono stati desunti direttamente dagli Annali idrologici del SIMI (serie evidenziata in nero nel diagramma di Figura 1b). Per i periodi 1845-1922, 1931-1934, 1944-1945 la portata al Fortilizio è stata ottenuta a partire dalle altezze alla Malpensata e a Malgrate (a seguito dello spostamento dell'idrometro sulla riva opposta nel 1941; v. anche Moisello & Vullo, 2010) tramite la relazione $Q_{\text{Fortilizio}} = 1,00246 \cdot Q_{\text{Malpensata}}$ stabilita sulla base dei dati relativi al quadriennio 1935-1938, per il quale erano disponibili le informazioni necessarie; la portata $Q_{\text{Malpensata}}$ è stata calcolata utilizzando due distinte scale delle portate: la scala Fantoli per il periodo 1845-1922 (Fantoli, 1921) e quella dell'Ufficio Idrografico del Po - confermata da Citrini (1977) - per il periodo 1923-1945. La differenza, peraltro assai modesta, tra i valori di portata $Q_{\text{Fortilizio}}$ e $Q_{\text{Malpensata}}$ è legata alle diverse scale delle portate riferite all'idrometro del Fortilizio da una parte e a quelli della Malpensata/Malgrate dall'altra. Per periodo 1946-2014, con l'inizio della regolazione del lago per mezzo della diga di Olginate, le portate al Fortilizio sono state ottenute dalla serie delle portate medie giornaliere relative alla stazione di Lavello, situata a valle della diga (area drenata 4572 km²); a tal fine è stata utilizzata la relazione lineare $Q_{\text{Fortilizio}} = Q_{\text{Lavello}} / 1,00175$, stabilita sulla base dei dati relativi al periodo 1946-1950, per il quale si avevano le informazioni relative ad entrambe le stazioni. Infine, negli anni 1923-1930 la portata è stata ottenuta direttamente dalla scala al Fortilizio, pubblicata sugli annali idrologici del

SIMI. I risultati ottenuti dalle tre modalità sopra descritte sono indicati in Figura 1b con diversi colori.

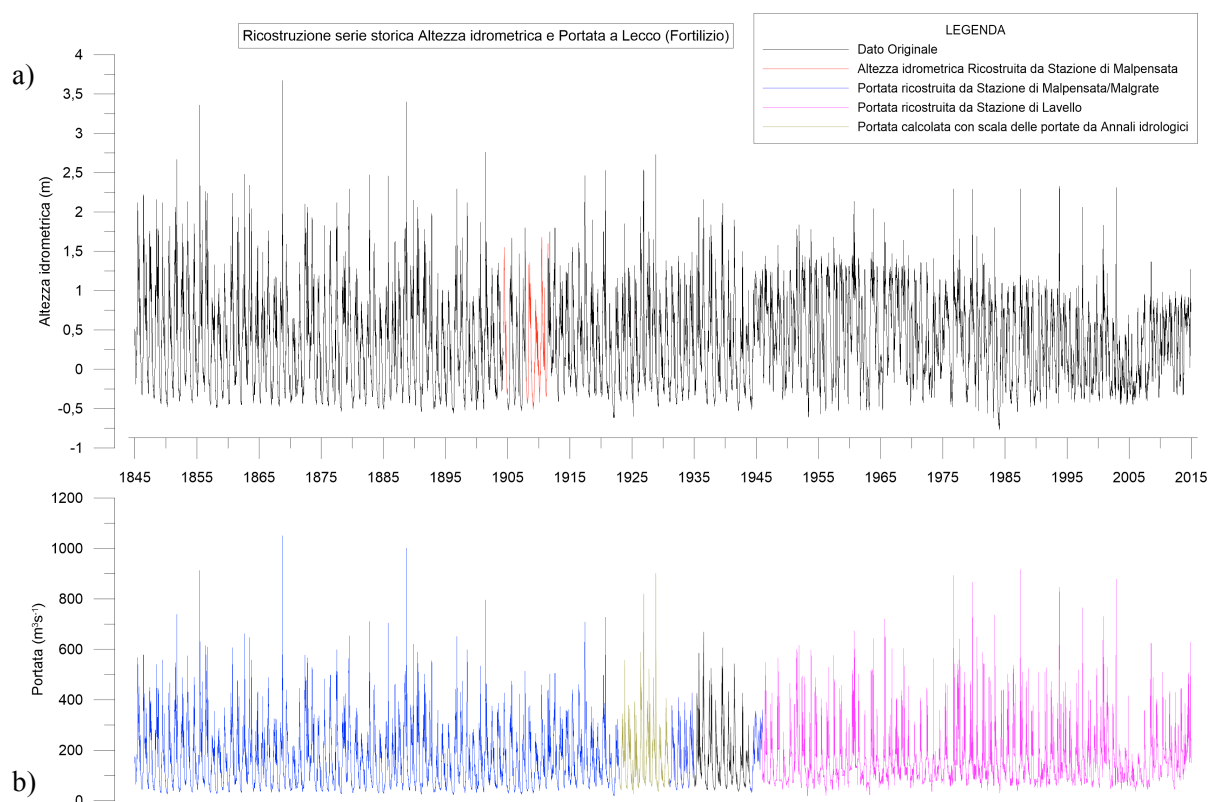


Figura 1. Serie delle altezze idrometriche (a) e delle portate (b) giornaliere dell'Adda a Lecco (Fortilizio) nel periodo 1845-2014.

2 GLI AFFLUSSI METEORICI NEL BACINO DELL'ADDA

Gli afflussi meteorici sul bacino sono stati calcolati mediante una metodologia che consente di proiettare i dati meteorologici su un grigliato ad alta risoluzione (DEM GTOPO30, risoluzione di 30 secondi d'arco). Essa si basa sull'assunzione che la struttura spazio-temporale del campo di una variabile meteorologica su una determinata area possa essere descritta dalla sovrapposizione di due campi: i valori normali relativi a un periodo standard (1961-1990), ovvero le climatologie, e le deviazioni da questi, ovvero le anomalie (*Brunetti et al.*, 2012).

I due campi possono essere costruiti con tecniche diverse e basate su dataset indipendenti. Per le climatologie è indispensabile un elevato numero di stazioni anche se disponibili per un limitato intervallo temporale. Per le anomalie, al contrario, la densità spaziale ha un'importanza minore, grazie alla buona coerenza spaziale della variabilità temporale dei dati meteorologici, mentre è più importante la qualità dei dati e la loro estensione temporale. Per la costruzione delle climatologie delle precipitazioni sul bacino dell'Adda si sono utilizzate tutte le stazioni disponibili (407 stazioni in totale) in un'area circostante il bacino stesso (compresa tra 7.75°E e 11.25°E e tra 44.75°N e 47.0°N). Per la costruzione delle anomalie, nel periodo 1845-2014, si è utilizzata un'area più estesa (compresa tra 7.25°E e 12.0°E e tra 44.0°N e 48.0°N), ma si sono considerate solo 307 stazioni per le quali erano disponibili serie omogeneizzate (ovvero corrette da tutti i segnali di origine non-climatica dovuti, per esempio, allo spostamento o alla sostituzione degli strumenti, alla ricollocazione delle stazioni meteo, etc). Questa fase di omogeneizzazione è estremamente importante al fine di garantire l'attendibilità delle singole serie nel rappresentare la variabilità climatica di lungo termine. È infatti ormai accertato che non è possibile studiare il segnale di cambiamento climatico senza aver prima valutato l'omogeneità dei dati, poiché i segnali di origine non-climatica presenti nei dati grezzi sono spesso dello stesso ordine di grandezza, se non maggiori, del segnale climatico che si vuole studiare (*Venema et al.*, 2012).

Le climatologie sono state ottenute con un modello che stima le normali pluviometriche mediante una relazione "locale" precipitazione-quota su ogni cella del DEM che cade all'interno del bacino dell'Adda. Questa stessa metodologia è stata recentemente utilizzata per stimare la distribuzione delle normali termometriche sull'intero territorio italiano (Brunetti *et al.*, 2014).

In particolare, per ogni cella del DEM è stata stimata una retta di regressione pesata delle normali pluviometriche in funzione della quota selezionando le stazioni più vicine e aventi le caratteristiche geografiche (orientazione del versante, pendenza, distanza dal mare, etc.) più simili. Quindi la normale pluviometrica della cella (x,y) è stata ottenuta sostituendo la quota della cella h(x,y) nell'equazione di regressione. Il peso assegnato ad ogni stazione relativamente ad una data cella del grigliato è dato dal prodotto dei seguenti pesi, tutti di forma gaussiana: peso radiale, peso di quota, peso di esposizione, peso di pendenza del versante e peso di distanza dal mare. Il tasso di decadimento dei pesi è stato ottimizzato in modo da minimizzare l'errore quadratico medio nella ricostruzione delle climatologie delle stazioni con tecnica leave-one-out. Sui medesimi punti del grigliato sono state stimate le anomalie con una versione migliorata del metodo presentato in Brunetti *et al.* (2006). Il miglioramento è consistito nell'aggiungere, accanto al peso radiale Gaussiano, anche un peso di differenza di quota e un peso angolare che tiene in considerazione le anisotropie presenti nella distribuzione spaziale delle stazioni ed evita, quindi, che un punto di griglia venga influenzato dalle aree con più alta densità di stazioni.

Una volta ottenute le climatologie e le anomalie relative ad ogni nodo del DEM appartenente al bacino dell'Adda, si è proceduto a sovrapporre le due componenti, ottenendo una mappa digitale di serie storiche pluviometriche, poi ragguagliate rispetto all'area del bacino chiuso a Lecco e i cui valori sono stati confrontati con quelli dei deflussi dal lago nel periodo 1845-2014 (Figura 2b).

3 CONCLUSIONI

L'analisi delle tendenze di lungo termine nei deflussi è stata effettuata sulla base della serie aggregata a scala annuale per l'intero periodo di osservazione, costituito dai 170 anni dal 1845 al 2014. A tal fine sono stati utilizzati i test di Mann-Kendall (MK) e Rho di Spearman (RS), calcolando le relative statistiche Z_{MK} e Z_{RS} . Assumendo un livello di significatività $\alpha=0.05$, la regione di critica dei test MK e RS è data perciò dall'intervallo $1.96 \leq |Z|$ (dove $Z=Z_{MK}$ o $Z=Z_{RS}$ a seconda del test). I risultati ottenuti nell'analisi dei deflussi e degli afflussi meteorici al bacino sono raccolti in Tabella 1. La pendenza delle rette di regressione è stata valutata sia tramite il metodo dei minimi quadrati che in base allo stimatore non parametrico di Theil-Sen (TS; es. Hollander *et al.*, 2014) in entrambi i casi sono indicati anche i relativi intervalli di confidenza.

Come si vede dalla Tabella 1, i valori delle statistiche dei test MK e RS risultano molto vicini tra loro, fornendo le stesse conclusioni circa il trend ottenuto per le due serie temporali, negativo in entrambi i casi e statisticamente significativo per i deflussi. Le pendenze delle rette di regressione ottenute dai due metodi sopra richiamati risultano sostanzialmente identiche nel caso dei deflussi, mentre nel caso degli afflussi la pendenza stimata attraverso lo stimatore di Theil-Sen risulta maggiore, in valore assoluto, rispetto a quella ottenuta dal metodo dei minimi quadrati. I risultati dell'analisi sono consistenti con quelli ottenuti da Ranzi *et al.* (in stampa) relativamente ai deflussi annui di altri bacini delle Alpi centrali, per i quali la tendenza negativa fornita ad esempio dallo stimatore di Theil-Sen risulta anche più marcata. In Figura 2a è mostrato l'autocorrelogramma della serie delle portate giornaliere, stimato per il periodo antecedente e successivo all'inizio della regolazione, e per un ritardo fino a 10 anni. In entrambi i casi sono visibili nel primo tratto gli effetti della persistenza e in seguito un andamento periodico assai regolare, che non tende a smorzarsi all'aumentare del ritardo e che evidenzia, soprattutto nel periodo precedente alla regolazione, la sostanziale dipendenza del deflusso da fattori stagionali. Nel periodo influenzato dalla regolazione, invece, il fattore umano, meno prevedibile delle forzanti naturali, comporta una maggiore attenuazione della correlazione.

Serie	Media	Sqm	Pendenza (trend)	Z_{MK}	Z_{RS}	Pendenza (trend)-TS	Intervallo di confidenza-TS
	(mm)	(mm)	(mm a ⁻¹)	(-)	(-)	(mm a ⁻¹)	(mm a ⁻¹)
Deflussi	1150	237	-0.90±0.36	-2.47	-2.50	-0.90	(-1.64,-0.19)
Afflussi	1338	263	-0.33±0.41	-1.092	-1.058	-0.49	(-1.33,0.36)

Tabella 1. Statistiche delle serie temporali dei deflussi e degli afflussi annuali per il bacino dell'Adda a Lecco e analisi dei trend (in grassetto sono evidenziati i trend statisticamente significativi).

Nell'interpretare la differente diminuzione degli afflussi meteorici e dei deflussi va tenuta presente la diminuzione, nel periodo esaminato, dell'area glacializzata, che è passata dai 92 km² riportati dal catasto del Comitato Glaciologico Italiano di inizio anni '60 ai circa 65 km² attuali (Smiraglia & Diolaiuti, 2015; Salvatore *et al.*, 2015). Inoltre dal 1962 è concessa la derivazione annuale di 90x10⁶ m³ d'acqua dal bacino dello Spoel, tributario dell'Inn, verso l'Adda. I deflussi diminuiscono più degli afflussi, verosimilmente, perchè le perdite dovute all'aumento dell'evapotraspirazione causato dall'aumento delle temperature e dall'espansione delle foreste a scapito dei pascoli montani, sono compensate solo in parte dalla diminuzione areale e di spessore dei ghiacciai che, assieme alla derivazione dallo Spoel, ha sostenuto i deflussi.

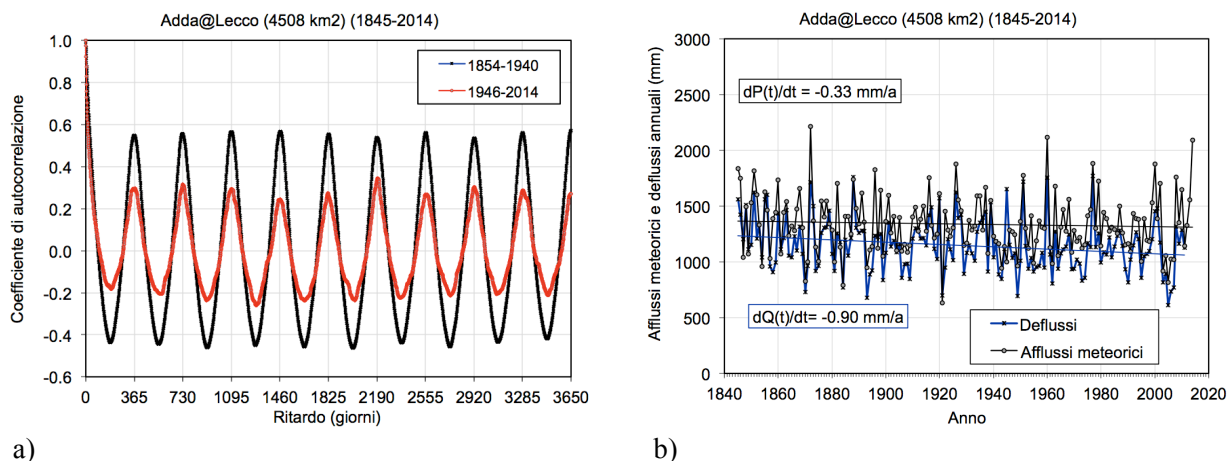


Figura 2. Autocorrelogramma dei deflussi dell'Adda a Lecco nel periodo 1845-1940 e 1946-2014 a). Afflussi meteorici medi areali e deflussi annuali nel bacino dell'Adda b).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Brunetti, M., Maugeri, M., Monti, F. & Nanni, T. Temperature and precipitation variability in Italy in the last two centuries from homogenised instrumental time series, *International Journal of Climatology*, 2006, 26(3), 345-381.
- Brunetti, M., Lentini, G., Maugeri, M., Nanni, T., Simolo, C. & Spinoni, J. Projecting North Eastern Italy temperature and precipitation secular records onto a high resolution grid, *Physics and Chemistry of the Earth*, 2012, 40-41, 9-22.
- Brunetti, M., Maugeri, M., Nanni, T., Simolo, C. & Spinoni, J. High-resolution temperature climatology for Italy: Interpolation method intercomparison. *International Journal of Climatology*, 2014, 34(4), 1278-1296.
- Citrini, D. Le piene del Lario e dell'Adda nel regime regolato, Consorzio dell'Adda, Milano, 1977.
- De Marchi, G. Sul regime idraulico dei laghi ed, in particolare, di quello del Garda, *Giornale del Genio Civile*, 1920, 48(2).
- Guariso, G., Rinaldi, S. & Soncini Sessa, R. La regolazione ottimale del lago di Como. *Analisi a molti obiettivi*, *L'Energia Elettrica*, 1981, 58(7), 281-286.
- Fantoli, G. Il lago di Como e l'Adda emissario nella condizione idraulica odierna e nella divisata regolazione del deflusso mediante opere mobili di trattenuta e di scarico, Hoepli, Milano, 1921.
- Hollander M., Wolfe D.A. & Chicken E. *Nonparametric Statistical Methods*, 3rd Edition. Wiley & Sons, New York, USA, 2014.
- IPCC. *Climate Change 2013: The Physical Science Basis*. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge, UK and New York, NY, USA, 2013.
- Moiselio, U. & Vullo, F. I massimi annuali dell'Adda a Lecco in diversi regimi dei deflussi, Consorzio dell'Adda, Milano, 2010.
- Montanari, A. Hydrology of the Po River: looking for changing patterns in river discharge, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2012, 16(10), 3739-3747.
- Ranzi, R., Caronna, P. & Tomirotti M. Impact of climatic and land use changes on riverflows in the Southern Alps, *Sustainable water resources planning and management under climate change*, ed. E. Kolokytha, S. Oishi & R. Teegavarapu, Springer (in stampa).
- Salvatore, M.C. Zanoner, T., Baroni, C., Carton, A., Banchieri, F.A., Viani, C., Giardino, M. & Perotti, L. The state of Italian glaciers: a snapshot of the 2006-2007 hydrological period, *Geografia Fisica e Dinamica Quaternaria*, 2015, 38(2), 175-198.
- Smiraglia, C. & Diolaiuti, G. (a cura di) *Il Nuovo Catasto dei Ghiacciai Italiani*. Ev-K2-CNR Ed., Bergamo, 2015.
- Todini, E. Using phase-space modelling for inferring forecasting uncertainty in non-linear stochastic decision schemes, *Journal of Hydroinformatics*, 1999, 1(2), 75-82.
- Venema, V.K.C., Mestre, O., Aguilar, E., Auer, I., Guijarro, J.A., Domonkos, P., Vertacnik, G., Szentimrey, T., Stepanek, P., Zahradnick, P., Viarre, J., Müller-Westermeier, G., Lakatos, M., Williams, C.N., Menne, M.J., Lindau, R., Rasol, D., Rustemeier, E., Kolokythas, K., Marinova, T., Andresen, L., Acquafredda, F., Fratianni, S., Cheval, S., Klancar, M., Brunetti, M., Gruber, C., Prohom Duran, M., Likso, T., Esteban, P. & Brandsma, T. Benchmarking homogenization algorithms for monthly data, *Climate of the Past*, 2012, 8(1), 89-115.
- Zanchettini, D., Traverso, P. & Tomasino, M. Po River discharge: a preliminary analysis of a 200-year time series, *Climatic Change*, 2008, 88(3), 411-433.

VALUTAZIONE DELLE ALTERAZIONI IDROLOGICHE NEL BACINO DELL'ADIGE

Stefano Mallucci¹, Bruno Majone¹ & Alberto Bellin¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Università degli Studi di Trento, via Mesiano 77, 38122, Trento

ASPETTI CHIAVE

- Viene presentata per il bacino dell'Adige l'analisi dei trend delle serie temporali delle principali variabili idrometeorologiche (precipitazione, temperatura, portate).
- Vengono presentati i confronti dei trends osservati in alcuni sottobacini per individuare la presenza di effetti locali e comprendere quali siano i drivers che controllano tali cambiamenti.
- L'analisi dei trends ha evidenziato una diminuzione significativa delle portate a partire dal 1974, mentre un trend più piccolo e non significativo è stato osservato per la precipitazione.

1 PREMESSA

Gli effetti sempre più evidenti del cambiamento climatico hanno attirato negli ultimi decenni l'attenzione della comunità scientifica internazionale e dei legislatori di molti paesi su questa tematica. Molti sono gli studi già pubblicati intenti a descrivere il cambiamento climatico in tutti i suoi aspetti (ad esempio *Jarsjo et al.* 2012), dalle analisi delle alterazioni in atto sino agli scenari futuri, con risultati spesso contraddittori tra loro o non esaustivi o ancora affetti da forte incertezza. I bacini alpini sono tra le aree più colpite, in quanto le alterazioni termiche influenzano le dinamiche di accumulo e scioglimento nivale. In particolare nella stagione calda il picco di scioglimento della neve tende ad essere anticipato, insieme al regime di portata, con gravi conseguenze sulle disponibilità idriche della stagione irrigua (*Hamlet & Lettenmaier* 1999, *Christensen et al.* 2004, *Nilsson et al.* 2005, *Poff et al.* 2007, *Botter et al.* 2013, *Levi et al.* 2015, *Majone et al.* 2016).

Il bacino dell'Adige, oggetto del presente studio, è un bacino alpino caratterizzato da un'area di circa 12100 km² che attraversa i territori delle regioni Trentino – Alto Adige e Veneto. La portata media registrata, in prossimità della foce, alla stazione idrometrica di Boara Pisani, è di circa 202 m³/s con picchi registrati di solito nel periodo compreso tra giugno e settembre, come è tipico di bacini alpini. Il clima è caratterizzato da inverni secchi, scioglimento nivale e dei ghiacciai in primavera, mentre l'estate e l'autunno sono stagioni umide. I valori medi annui di precipitazione sono compresi tra 500 mm in Val Venosta e 1600 mm nella parte sud del bacino. Inoltre, alcuni studi evidenziano come nel bacino la principale sorgente di stress per gli ecosistemi acquatici sia rappresentata dall'alterazione nei regimi idrici dovuta all'attività idroelettrica presente in particolar modo nella parte nord del bacino (*Chiogna et al.* 2016). A causa della grande variabilità altimetrica e del clima umido il bacino si presta bene per l'attività idroelettrica, infatti è caratterizzato dalla presenza di 34 grandi impianti di produzione che sfruttano l'acqua dei principali tributari del bacino. Questo comporta una significativa alterazione dei regimi idrici in particolar modo per i flussi intermedi e bassi (*Zolezzi et al.* 2009).

In questo studio vengono analizzate lunghe serie storiche di dati idroclimatici (portata, precipitazione, temperatura, livelli di falda) registrate nel bacino dell'Adige nell'intento di quantificare e comprendere i cambiamenti attualmente in atto ed i loro effetti sui flussi idrologici.

2 MATERIALI E METODI

Dati giornalieri di temperatura [°C] sono disponibili in 284 stazioni a partire dal 1920 e riguardano i valori medi, massimi e minimi giornalieri. Un processo di unione di più archivi è stato messo in atto al fine di coprire i rari buchi presenti nelle serie storiche e di allungare le stesse quanto più possibile. Si è inoltre provveduto all'eliminazione degli outliers. I dati di precipitazione giornalieri [mm] si riferiscono a 193 stazioni a partire dal 1920. Nessun trattamento è stato messo in atto data la buona qualità dai dati. Infine i dati di portata giornaliera [m³/s] sono disponibili in 59 stazioni idrometriche. Alcune serie sono disponibili a partire dagli anni '20 mentre altre iniziano negli anni '90. Per la ricostruzione delle serie complete si è fatto

riferimento sia a dati disponibili a scala giornaliera sia a dati orari successivamente aggregati alla scala giornaliera.

Una analisi di dettaglio dei trend delle variabili appena menzionate è stata condotta in 4 sottobacini di studio: Adige chiuso a Trento e Bronzolo, Gadera chiuso a Mantana e Avisio a Soraga (Figura 1). La scelta di centrare l'attenzione su alcuni sottobacini nasce dall'esigenza di dover far fronte a cambiamenti in atto che non rendano esclusivamente conto di fenomeni di cambiamento climatico a scala sinottica ma anche di effetti locali, specialmente in un bacino come quello dell'Adige, in cui le variazioni orografiche sono significative. Inoltre alcuni studi (ad esempio *Destouni et al.*, 2013) hanno evidenziato come si possano distinguere i cambiamenti in atto nelle loro componenti principali facendo ricorso al confronto dei suoi effetti in bacini idrografici che presentino caratteristiche diverse fra loro. Per questo motivo si è scelto di analizzare quattro sotto – bacini dalle caratteristiche geomorfologiche e di uso del suolo dissimili.

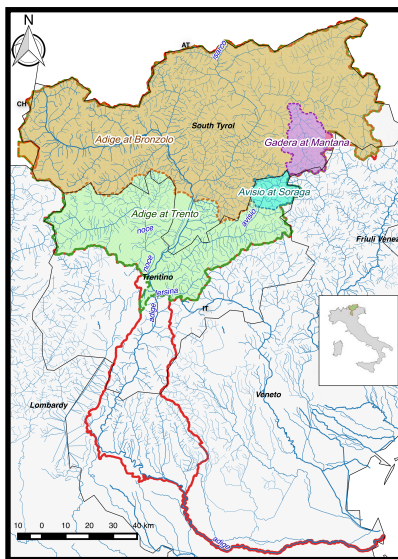


Figura 1. Si riporta la mappa del bacino dell'Adige evidenziando i quattro sottobacini oggetto di studio.

3 DISCUSSIONE E RISULTATI

Le informazioni di temperatura e precipitazione sono state interpolate sul modello digitale del terreno del bacino usando una griglia di lato 1 km mediante la tecnica del Kriging (*Goovaerts*, 1997). In particolare sono stati testati diversi modelli geostatistici (Ordinary Kriging, OK, e Ordinary Kriging con External Drift, OKED) con diversi settaggi dei parametri (impiego delle 8, 16 e 32 stazioni più vicine) ed è stata applicata la cross-validazione per la scelta delle impostazioni più adatte. La scelta finale è ricaduta sul metodo OKED con 16 stazioni per tutte le quattro variabili interpolate (precipitazione, temperatura media, massima e minima). Il calcolo dei trends delle suddette variabili è stato eseguito per ogni cella del DEM nel bacino (Figura 2). Successivamente i risultati delle interpolazioni spaziali sono stati mediati sui bacini sottesi dalle stazioni idrometriche e i trends sono stati calcolati sui dati aggregati a scala annuale usando il test di Mann Kendall (*Mann* 1945, *Kendall* 1975, *Hirsch and Slack* 1984) con livello di significatività pari al 5%.

La mappa dei trend di precipitazione, calcolati sul periodo 1956-2013 (Figura 2a), mostra come non sia possibile identificare un comportamento generale del bacino per la presenza di andamenti locali discordanti, infatti in alcune zone le precipitazioni sono aumentate (come ad esempio nella parte nord – occidentale del bacino ed in gran parte delle valli del Noce e dell'Avisio) ed in altre sono diminuite (ad es. nelle zone di fondo valle dei torrenti Noce, Avisio e del fiume Adige; invece diminuzioni più marcate si possono notare nella zona compresa tra i fiumi Adige e Isarco). Il trend di precipitazione giornaliera media sul bacino è pari a +0.005 mm/anno, con valori massimi di trend positivo prossimi a +0.04 mm/anno e di trend negativo pari a -0.01 mm/anno. Per quanto riguarda la temperatura (Figura 2b), si distingue chiaramente una tendenza all'aumento con valori medi pari a +0.015 °C/anno e massimi di +0.05 °C/anno, a meno di alcune aree (in particolare le parti più settentrionali della valle d'Isarco e della valle Aurina) in cui le temperature sono in calo, con valori di massimo trend negativo pari a -0.04 °C/anno.

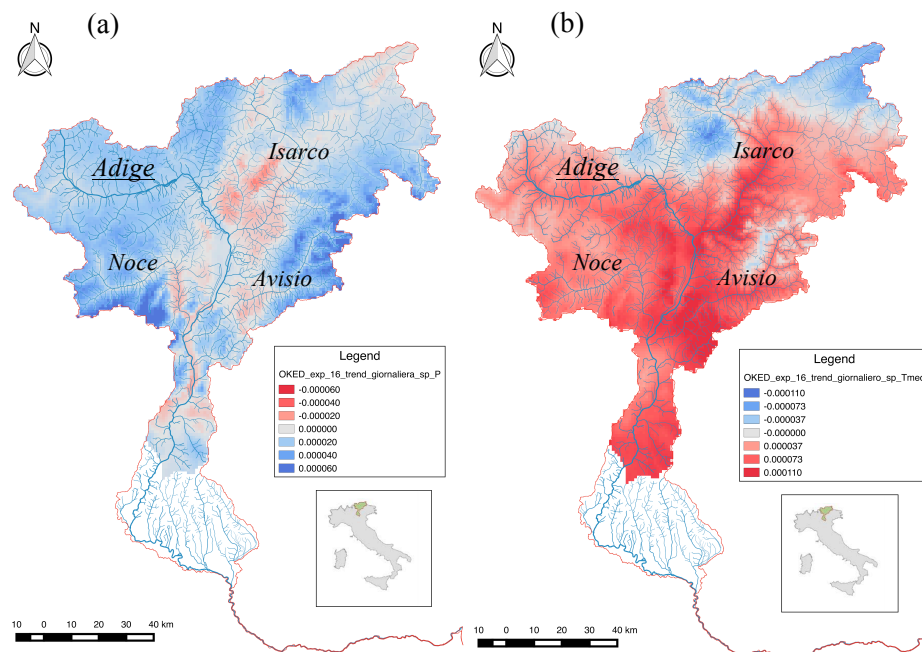


Figura 2. Si riportano nei pannelli (a) e (b) rispettivamente le mappe di trend di precipitazione e di temperatura media giornalieri, riferite al periodo 1956 – 2013).

A titolo di esempio si riporta in Figura 3 l'analisi di trend riguardante il bacino sotteso alla sezione di Trento-Ponte San Lorenzo (si veda la Figura 1). Le analisi sono condotte sulle serie storiche di portata media annua registrate alla stazione idrometrica e sulla precipitazione media annua del bacino sotteso alla suddetta sezione di chiusura (9800 km²). I trend sono stati calcolati per le variabili di portata e precipitazione usando il test di Mann Kendall con livello di significatività pari al 5%, applicato a finestre temporali mobili di 30 anni. I risultati delle analisi hanno evidenziato la presenza di un trend significativo di diminuzione della portata a partire dal 1974 pari a -7 mm/anno, mentre nello stesso periodo non vi è alcun trend significativo della precipitazione (i punti colorati pieni in Figura 3 si riferiscono ai trends significativi, mentre i trend non significativi sono riportati senza riempimento).

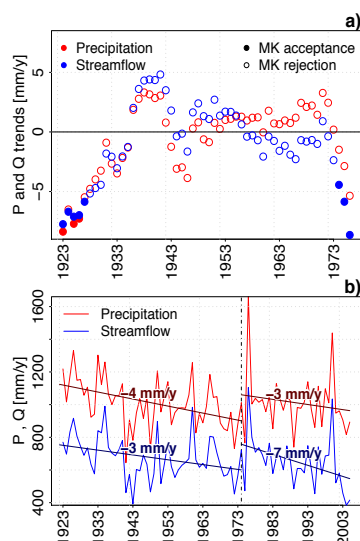


Figura 3. Nel pannello (a) si illustrano i trend annuali di precipitazione (P) e di portata (Q) del bacino chiuso a Trento, calcolati con test di Mann Kendall su finestre temporali mobili di 30 anni. Nel pannello (b) si riportano le serie di portata media annua registrata a Trento e di precipitazione media annua del bacino. Per entrambe le variabili sono stati calcolati i trends con regressione lineare nei periodi pre- e post-1974 (anno iniziale del trend negativo significativo della portata Q) (Ripreso da Chiogna et al. 2016).

Si nota come le destinazioni di uso dei territori e le tecniche di irrigazione delle aree agricole sono potenzialmente molto influenti nel ciclo idrologico. Nonostante ciò si osserva che i maggiori cambiamenti di

copertura del suolo riguardano il bacino dell'Adige fino agli anni '70, mentre dal '90 in poi non vi sono variazioni sensibili. Lo studio dei dati di livelli di falda registrati in alcuni piezometri non ha mostrato la presenza di trend significativi alla scala annuale, inoltre le informazioni disponibili riguardano solo una breve e recente finestra temporale e con inadeguata distribuzione spaziale all'interno del bacino. Pertanto sono state escluse dal bilancio le dinamiche di accumulo e rilascio di flussi del sottosuolo.

Il calcolo del bilancio idrologico complessivo del bacino e delle sue variazioni stagionali è in fase di elaborazione, ivi incluso la valutazione dell'effetto dell'incertezza legata alla stima delle variabili. Ad ogni modo le analisi preliminari presentate nella memoria indicano che la diminuzione osservata nei deflussi possa essere attribuita ad un aumento significativo dell'evapotraspirazione legata all'aumento delle temperature.

Questo lavoro fornisce una prima valutazione quantitativa dei cambiamenti idroclimatici in atto nel bacino dell'Adige e si propone come riferimento per ulteriori analisi su bacini alpini, anche sotto diversi scenari futuri di cambiamento climatico e di gestione delle acque e del suolo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Artley, M.E. Probabilistic damage tolerance method for metallic aerospace structure, WRDC-TR-89-3093, Wright Research and Development Center, Wright Patterson Air Force Base, Ohio, 1989.
- Botter, G., Basso, S., Rodriguez-Iturbe, I. and Rinaldo, A. Resilience of river flow regimes. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, 2013. 110: 12925–12930. doi:10.1073/pnas.1311920110.
- Chiogna, G., Majone, B., Paoli, K.C., Diamantini, E., Stella, E., Mallucci, S., Lencioni, V., Zandonai, F. & Bellin, A. A review of hydrological and chemical stressors in the Adige catchment and its ecological status, *Science of the Total Environment*, 2016.
- Christensen, N.S., Wood, A.W., Voisin, N., Lettenmaier, D.P. and Palmer, R.N. The effects of climate change on the hydrology and water resources of the Colorado River basin. *Climate Change*, 2004. 62: 337–363. doi:10.1023/B:CLIM.0000013684.13621.1f.
- Destouni, G., Jaramillo, F. & Prieto, C. Hydroclimatic shifts driven by human water use for food and energy production. *Nature Climate Change*, 2013. 3(3), 213–217.
- Hamlet, A.F. & Lettenmaier, D.P. Columbia River streamflow forecasting based on ENSO and PDO climate signals. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 1999. 125: 333–341. doi:10.1061/(ASCE)0733-9496(1999).
- Hirsch, R.M., J.R. Slack, and R.A. Smith, 1982. Techniques of trend analysis for monthly water quality data, *Water Resources Research* 18(1):107–121.
- Jarsjo, J., Asokan, S.M., Prieto, C., Bring, A. and Destouni, G. Hydrological responses to climate change conditioned by historic alterations of land-use and water-use. *Hydrology and Earth System Sciences*, 2012. 16: 1335–1347. doi:10.5194/hess-16-1335-2012.
- Kendall, M.G. 1975. *Rank Correlation Methods*, 4th edition, Charles Griffin, London.
- Levi, L., Jaramillo, F., Andričević, R. & Destouni, G. Hydroclimatic changes and drivers in the Sava River Catchment and comparison with Swedish catchments. *Ambio*, 2015. 44(7), 624–634.
- Majone, B., et al., Impact of climate change and water use policies on hydropower potential in the south-eastern Alpine region, *Sci Total Environ*, 2015. <http://dx.doi.org/10.1016/j.scitotenv.2015.05.009>
- Mann, H.B., 1945. Non-parametric tests against trend, *Econometrica* 13:163–171.
- Nilsson, C., Reidy, C.A., Dynesius, M. and Revenga, C. Fragmentation and flow regulation of the world's large river systems. *Science*, 2005. 308: 405–408. doi:10.1126/science.1107887.
- Poff, N.L., Olden, J.D., Merritt, D.M. and Pepin, D.M. Homogenization of regional river dynamics by dams and global biodiversity implications. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, 2007. 104: 5732–5737. doi:10.1073/pnas.0609812104.
- Zolezzi, G., Bellin, A., Bruno, M. C., Maiolini, B., Siviglia, A. Assessing hydrological alterations at multiple temporal scales: Adige River, Italy, *Water Resour. Res.*, 2009

INFLUENZA DEI FATTORI CLIMATICI, OROGRAFICI E TOPOGRAFICI SUL REGIME DI FREQUENZA DELLE PIENE NEL TRIVENETO

Simone Persiano ¹, Attilio Castellarin ¹, Jose Luis Salinas ², Alessio Domeneghetti ¹, Armando Brath ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali – Costruzioni idrauliche, Università di Bologna, Viale del Risorgimento 2, Bologna; (2) Institute of Hydrology and Water Resource Management, Vienna University of Technology, Karlsplatz 13/222, A-1040 Vienna, Austria.

ASPETTI CHIAVE

- L'influenza dei fattori climatici e di scala sul regime di frequenza delle piene in Triveneto risulta simile a quella recentemente evidenziata per l'Europa continentale.
- Un singolo anno di osservazione con eventi piena particolarmente gravosi può influenzare notevolmente le statistiche campionarie del regime di frequenza delle piene.
- La regione di interesse non sembra mostrare cambiamenti significativi nel regime di frequenza delle piene negli ultimi quarant'anni.

1 PREMESSA

In campo idrologico risulta spesso necessario ottenere una stima accurata della portata di progetto per sezioni fluviali non strumentate, o dotate di poche osservazioni idrometriche. Tale questione viene spesso affrontata mediante l'analisi regionale di frequenza delle piene, con la quale si raccolgono dati di portata di piena da bacini strumentati idrologicamente simili al bacino di interesse (v. *Hosking & Wallis*, 1993). Il presente studio prende in esame il Triveneto, area geografica che oggi comprende le Regioni Veneto e Friuli Venezia Giulia e le Province Autonome di Bolzano e Trento. Tale area conta la presenza di numerose dighe, per le quali vengono periodicamente condotte verifiche di sicurezza idrologico-idraulica. La procedura di riferimento per la valutazione delle piene di progetto in Triveneto (v. *Villi & Bacchi*, 2001) discende dal Progetto speciale Valutazione delle Piene (VA.PI.), promosso negli anni '90 dal C.N.R., che ha sviluppato un modello regionale basato sul metodo della piena indice e su serie ai massimi annuali (*Annual Maximum Series*, AMS) di portate al colmo di piena rilevate fino agli anni '80. Il presente studio ha preso in esame un data-base molto dettagliato di serie AMS relative a 76 bacini idrografici collocati in Triveneto. Le serie disponibili includono dati storici e dati più recenti, a coprire complessivamente il periodo dal 1913 al 2012. L'obiettivo dello studio condotto si articola in tre punti: (1) valutare se l'influenza dei fattori climatici e di scala sul regime di frequenza delle piene in Triveneto è simile a quella recentemente osservata a scala europea; (2) verificare la possibile presenza di cambiamenti nel regime di frequenza delle piene prendendo in esame variazioni temporali degli L-momenti regionali (v. *Hosking & Wallis*, 1993); (3) sviluppare una procedura aggiornata per la stima delle piene di progetto in Triveneto impiegando tecniche mirate di raggruppamento di bacini (approccio dell'area di influenza, Region of Influence, RoI; v. *Burn*, 1990).

2 INFLUENZA DI AREA E PIOVOSITÀ ANNUALE SUL REGIME REGIONALE DI FREQUENZA DELLE PIENE

Aspetto chiave di ogni analisi di frequenza delle piene a scala regionale è la selezione della distribuzione di frequenza più adatta; per effettuare detta scelta la letteratura scientifica raccomanda l'uso dei diagrammi degli L-momenti adimensionali (v. *Hosking & Wallis*, 1993). A causa dell'elevata variabilità campionaria delle statistiche delle serie AMS aventi numerosità contenuta, molti studi si sono concentrati sulla regolarizzazione delle relazioni tra gli L-momenti campionari e i descrittori di bacino. In particolare, un recente studio condotto da *Salinas et al.* (2014) su una base dati di serie AMS di portate al colmo di piena per 813 bacini idrografici (in Austria, Italia e Slovacchia), mostra la grande importanza di incorporare nei modelli regionali informazioni relative alla precipitazione media annua (*Mean Annual Precipitation*, MAP) e all'area del bacino imbrifero, quali descrittori dell'influenza di clima e scala sul regime di frequenza delle piene. Il primo obiettivo del presente studio è quello di valutare se il controllo di tali fattori sul regime di frequenza delle piene in Triveneto è simile a quello recentemente osservato a scala europea da *Salinas et al.* (2014). Il campione studiato consiste in 76 serie AMS (v. Fig. 1a), aventi lunghezza minima, media e massima pari rispettivamente a 5, 31 e 87 anni. Al fine di ridurre gli effetti della variabilità campionaria nella stima degli L-momenti di elevato ordine (v. *Viglione*, 2010), durante tutte le fasi di regionalizzazione

l'informazione proveniente da ciascun sito è stata pesata proporzionalmente alla corrispondente lunghezza della serie (v. *Hosking & Wallis*, 1993). A titolo di confronto, il data-base è stato suddiviso negli stessi sei sotto-campioni identificati in *Salinas et al.* (2014): bacini piccoli, intermedi (area tra 55 e 730 km²) e grandi, bacini a piovosità annuale bassa, media (MAP tra 860 e 1420 mm/anno) ed elevata. Al fine di verificare l'impatto dell'estensione del bacino e del MAP sugli L-momenti adimensionali, sono stati considerati soltanto i due sotto-campioni associati a bacini con area e MAP intermedi, all'interno dei quali ricade la maggior parte dei bacini del Triveneto (punti neri in Fig. 1b). Per ciascun sotto-campione sono stati tracciati i diagrammi degli L-momenti adimensionali, che riportano anche le linee teoriche per le più comuni distribuzioni a tre parametri (v. Fig. 2). Analogamente a quanto operato in *Salinas et al.* (2014), i punti riportati nei diagrammi rappresentano i valori della media mobile pesata (*Weighted Moving Average*, WMA) con la lunghezza di ciascuna serie del corrispondente L-momento campionario, e l'intensità del colore associato è proporzionale al valore medio del descrittore non utilizzato per tale operazione. La WMA è stata calcolata per una finestra comprendente i 35 bacini più simili in termini del descrittore considerato (area o MAP). La Fig. 2 mostra la significativa sovrapposizione tra le WMA del Triveneto e quelle ottenute da *Salinas et al.* (2014). Nello specifico, sia i bacini di media dimensione associati a valori di MAP da medi ad alti (v. Fig. 2a) che i bacini aventi MAP media (v. Fig. 2b) risultano ben descritti dalla distribuzione generalizzata del valore estremo (GEV). La forte influenza di area e MAP sugli L-momenti regionali è confermata anche dall'intensità del colore, che aumenta al diminuire del valore degli L-momenti adimensionali per tutti i casi considerati: i valori medi degli L-momenti adimensionali sono maggiori per i bacini di minori dimensioni e per i bacini più aridi.

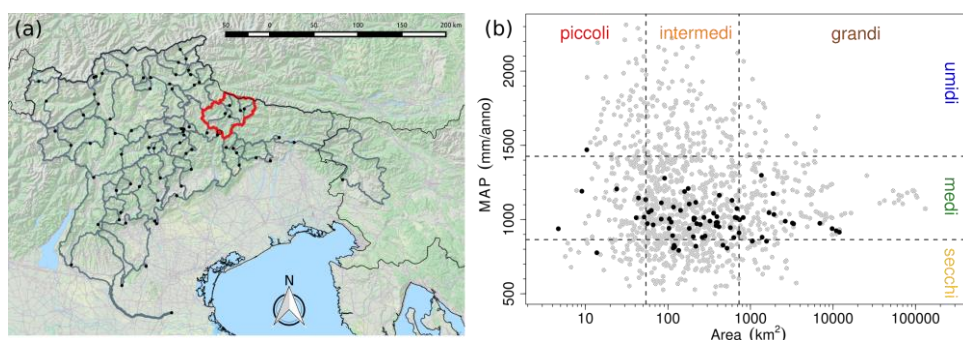


Figura 1. (a) Stazioni di misura (punti neri) del Triveneto considerate nel presente studio. I contorni dei bacini sono rappresentati in grigio, mentre il colore rosso indica il bacino sotteso dalla Diga di Pieve di Cadore, per la quale è riportato un esempio applicativo dell'approccio RoI. (b) Caratteristiche dei bacini considerati nel presente studio (punti neri) e nello studio europeo (punti grigi) di *Salinas et al.* (2014), di cui si riporta la medesima suddivisione in sei sotto-campioni (linee tratteggiate).

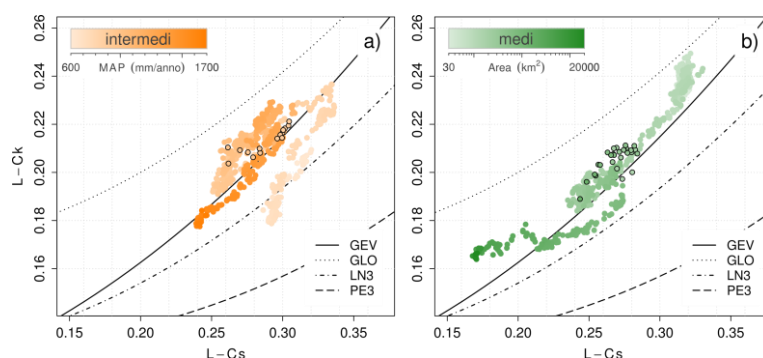


Figura 2. Diagrammi degli L-momenti adimensionali per i bacini aventi (a) area intermedia e (b) MAP media. Ciascun punto rappresenta la media mobile pesata in numerosità campionaria (WMA) su 35 (punti bordati di nero, Triveneto) o 70 bacini (punti senza bordo, campione europeo di *Salinas et al.*, 2014) di L-Ck in funzione dei corrispondenti valori di L-Cs. L'intensità di colore è proporzionale ai descrittori di bacino suddetti.

3 CAMBIAMENTI NEL REGIME DI FREQUENZA DELLE PORTATE AL COLMO DI PIENA

Nel contesto di crescente preoccupazione nei confronti dei possibili effetti del cambiamento climatico sul regime di frequenza regionale delle piene, il presente studio vuole inoltre verificare la possibile presenza di

cambiamenti nel regime di frequenza delle piene in Triveneto, prendendo in esame la variabilità nel tempo degli L-momenti regionali delle serie AMS. Studi recenti infatti hanno dimostrato che le Alpi sono un contesto particolarmente sensibile al cambiamento climatico (v. Beniston, 2012) e rilevato per le Alpi Svizzere (v. Allamano *et al.*, 2009b; Schmocker-Fackel & Naef, 2010; Castellarin & Pistocchi, 2012) importanti variazioni del regime di frequenza dei massimi annuali, per lo più a partire dagli anni '50-'70. Il presente studio ha pertanto suddiviso il campione AMS complessivo in due sotto-campioni, prendendo come riferimento il 1965: PRE1965 (tutti gli anni antecedenti al 1965, per un totale di 1217 osservazioni) e POST1965 (tutti gli anni dal 1965 incluso; 1148 osservazioni). È importante evidenziare che il POST1965 include anche il 1966, caratterizzato da eventi di piena particolarmente gravosi in Triveneto e in Italia in generale. Tale anno è infatti ben noto per l'alluvione del 4 e 5 novembre a Firenze, ma l'intero autunno del 1966 fu particolarmente difficile per il Triveneto, ove si contarono 87 morti e circa 42000 sfollati (dati CNR). Si è quindi deciso di verificare l'importanza di tale anno per la caratterizzazione del regime di frequenza delle piene in Triveneto analizzando un ulteriore sotto-campione, ottenuto rimuovendo i massimi annuali del 1966 dal POST1965 (POST1965 senza 1966, 1117 osservazioni). Per ciascuno dei tre sotto-campioni considerati, sono state valutate le WMA di L-Ck e L-Cs nei rispettivi diagrammi, stimando la corrispondente distribuzione regionale a tre parametri (v. Fig. 3). La valutazione del modello statistico più adatto è stata eseguita graficamente e confermata mediante il test di Hosking & Wallis (1993). Le differenze mostrate dai tre sotto-campioni (v. Fig. 3a) sono notevoli: mentre il POST1965 giace accanto alla linea teorica della distribuzione GLO (Generalized LOGistic), i POST1965 e POST1965 senza 1966 sono associati alla LN3 (3-parameter Log-Normal). Osservando la forma delle curve di crescita adimensionali (v. Fig. 3b), le differenze risultano ancor più chiare: per il tempo di ritorno 100-ennale, il POST1965 mostra un quantile superiore agli altri due sotto-campioni. In particolare l'elevata somiglianza tra PRE1965 e POST1965 senza 1966, affiancata alle importanti differenze osservate tra i due sotto-campioni POST1965 (associate a soltanto 31 anni di osservazioni), mostra come un singolo anno caratterizzato da piene eccezionali possa influenzare pesantemente il regime di frequenza delle piene osservate e perciò i risultati dell'analisi statistica condotta al fine di ricercarne i cambiamenti.

4 APPROCCIO DELL'AREA DI INFLUENZA (RoI)

È importante sottolineare che le curve di crescita adimensionali in Fig. 3b non si riferiscono ad un campione regionale effettivamente omogeneo. Tale evidenza appare in accordo con quanto già evidenziato dagli stessi Autori del VA.PI. Triveneto (Villi & Bacchi, 2001), i quali, pur utilizzando ai fini operativi un'unica curva di crescita, avevano riconosciuto che la stessa appariva contraddistinta da un comportamento non del tutto omogeneo al proprio interno. L'importante aggiornamento eseguito nel presente studio ha confermato tale comportamento: il test di Hosking & Wallis (1993) indica un alto grado di eterogeneità ($H_1 > 8$, quando il valore di soglia di H_1 per regioni sufficientemente omogenee risulta pari a 1) per l'intero campione del Triveneto e anche per i tre sotto-campioni mostrati in Fig. 3b (H_1 è circa pari a 4 e 9 rispettivamente per il PRE1965 e per i due POST1965). Il presente studio vuole dunque aggiornare la procedura di riferimento per la stima della frequenza delle piene nel Triveneto, testando e applicando l'approccio della Regione d'Influenza (Region of Influence, RoI, v. Burn, 1990, e Zrinji & Burn, 1996). Tale approccio sostituisce all'idea di regione omogenea geograficamente identificabile quella più generale di gruppi omogenei di bacini aventi comportamento idrologico simile, che possono o meno essere geograficamente vicini gli uni con gli altri. L'approccio RoI delinea gruppi omogenei di bacini per un sito di interesse riferendosi ad un minimo di informazioni in termini di descrittori climatici e geomorfologici del bacino che influenzano fortemente il regime di frequenza delle piene a scala regionale. Nel presente studio sono stati considerati i seguenti descrittori: area e MAP (la cui forte influenza sul regime di frequenza delle piene è stata confermata in questa sede), quota media e minima (descrittori dell'effetto orografico sul regime di frequenza delle piene, v. Allamano *et al.*, 2009a), latitudine e longitudine del baricentro del bacino. La distanza euclidea nello spazio esa-dimensionale dei descrittori, a ciascuno dei quali è stato assegnato lo stesso peso, è stato utilizzato come misura della dissomiglianza idrologica (v. Zrinji & Burn, 1996). L'approccio RoI ordina i bacini in funzione della loro dissomiglianza (crescente) al sito di interesse, raggruppando assieme soltanto i più simili. Il numero di bacini da includere nel RoI è determinato in funzione del tempo di ritorno T della piena di progetto di interesse: secondo la "5T rule" proposta da Jakob *et al.* (1999), per ottenere una stima attendibile della portata di piena T -ennale è necessario disporre di un

campione avente numerosità $N \geq 5T$. Pertanto il campione RoI consiste in un gruppo di bacini che sono i più idrologicamente simili a quello di riferimento e la cui numerosità totale di osservazioni risulta essere pari ad almeno $5T$ (ad esempio: 500 anni di osservazioni per $T=100$ anni). In questa sede si riporta un esempio applicativo per la diga di Pieve di Cadore, per la quale è disponibile una serie AMS di 49 anni (dal 1951 al 1999), ottenuta a partire dalle serie di portata alimentanti l'invaso artificiale. Il campione RoI include 16 bacini, per un totale di 555 osservazioni, che secondo la "5T rule" consentono di ottenere una stima attendibile del quantile 100-ennale. Si può osservare il vantaggio significativo dell'approccio RoI in termini di omogeneità: l'eterogeneità associata al campione RoI ($H_1 \approx 1.48$) risulta molto inferiore a quella dell'intero campione del Triveneto. Pertanto la distribuzione regionale associata al campione RoI per Pieve di Cadore (v. Fig. 3c e 3d) risulta adatta a predire i quantili di piena adimensionali fino a $T=100$ anni. Analogamente a quanto fatto per l'intero Triveneto, si è indagata la presenza di cambiamenti nel regime di frequenza delle piene dividendo il campione RoI complessivo in PRE1965 (343 osservazioni), POST1965 (212 osservazioni) e POST1965 senza 1966 (208 osservazioni). La Fig. 3d mostra le importanti differenze tra i tre sotto-campioni: le loro forme sono associate rispettivamente alle distribuzioni GLO, GEV e LN3. In particolare, la sovrapposizione tra PRE1965 e POST1965 senza 1966 e la significativa differenza tra i due POST1965 evidenziano nuovamente la grande influenza di un singolo anno eccezionale (il 1966 per il caso in esame) sulla stima del regime di frequenza delle piene. La differenza in questo caso risulta ancor più meritevole di attenzione dal momento che è dovuta a soltanto 4 anni di osservazioni.

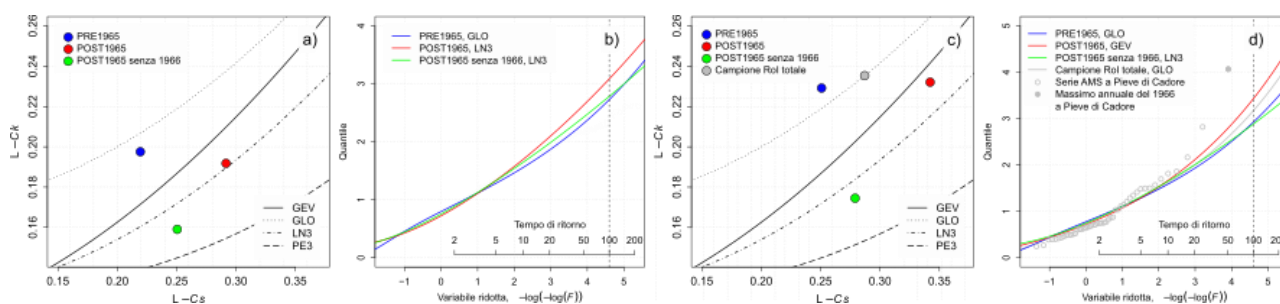


Figura 3. (a) (c) Diagrammi degli L-momenti adimensionali per distribuzioni a tre parametri. I punti blu, rossi e verdi rappresentano la media mobile pesata in numerosità campionaria (WMA) di L-Ck e L-Cs in Triveneto rispettivamente per i campioni PRE1965, POST1965 e POST1965 senza 1966, mentre il grigio indica il campione RoI totale. (b) (d) Curve di crescita adimensionali associate ai suddetti campioni; la scelta della corrispondente distribuzione di frequenza a tre parametri è stata eseguita mediante il test di Hosking & Wallis (1993). I punti grigi in (d) indicano la serie AMS osservata a Pieve di Cadore associata alla plotting position di Weibull; il punto grigio pieno si riferisce al 1966.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Allamano, P., Claps, P. & Laio, F. An analytical model of the effects of catchment elevation on the flood frequency distribution. *Water Resources Research*, 45 (1), 2009a.
- Allamano, P., Claps, P. & Laio, F. Global warming increases flood risk in mountainous areas. *Geophysical Research Letters*, 2009b.
- Beniston, M. Impacts of climatic change on water and associated economic activities in the Swiss Alps. *Journal of Hydrology*, 412-413:291–296, 2012.
- Burn, D.H. Evaluation of regional flood frequency analysis with a region of influence approach. *Water Resources Research*, 26(10):2257, 1990.
- Castellarin, A. & Pistocchi, A. An analysis of change in alpine annual maximum discharges: implications for the selection of design discharges. *Hydrological Processes*, 26(10):1517–1526, 2012.
- Hosking, J.R.M. & Wallis, J.R. Some statistics useful in regional frequency analysis. *Water Resources Research*, 29(2):271–281, 1993.
- Jakob, D., Reed, D.W. & Robson, A.J. Choosing a pooling-group. *Flood Estimation Handbook*, Vol. 3, Institute of Hydrology, Wallingford, UK, 1999.
- Salinas, J.L., Castellarin, A., Kohnová, S. & Kjeldsen, T.R. Regional parent flood frequency distributions in Europe – Part 2: Climate and scale controls. *Hydrology and Earth System Sciences*, 18(11): 4391–4401, 2014.
- Schmocker-Fackel, P. & Naef, F. Changes in flood frequencies in Switzerland since 1500. *Hydrology and Earth System Sciences*, 14(8):1581–1594, 2010.
- Viglione, A. Confidence intervals for the coefficient of L-variation in hydrological applications. *Hydrology and Earth System Sciences*, 14(11):2229–2242, 2010.
- Villi, V. & Bacchi, B. Valutazione delle piene nel Triveneto. CNR-GNDICI (Italia), Padova-Brescia, 2001.
- Zrinji, Z. & Burn, D.H. Regional flood frequency with Hierarchical Region of Influence. *J. Water Resour. Plann. Mgmt.*, 122(August):245–252, 1996.

CONFRONTO DI METODI PER L'ANALISI REGIONALE DI FREQUENZA DELLE PIENE IN AMBIENTE VIRTUALE

Daniele Ganora¹ & Francesco Laio¹

(1) Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture - Politecnico di Torino; Corso Duca degli Abruzzi, 24 - 10129 Torino

ASPETTI CHIAVE

- *Diverse metodologie di regionalizzazione della curva di frequenza delle piene sono state confrontate in maniera sistematica e non supervisionata utilizzando serie storiche generate sinteticamente*
- *Numerosi scenari di "eterogeneità" della curva di frequenza delle piene sono stati definiti per studiare quale approccio regionale sia più robusto*
- *I modelli che non richiedono la determinazione di regioni omogenee sono preferibili per modeste eterogeneità, oppure per alti gradi di eterogeneità, ma in presenza di campioni brevi*

1 INTRODUZIONE

Nei bacini in cui non sono disponibili osservazioni, oppure dove i dati rilevati sono pochi, non è possibile effettuare direttamente un'analisi di frequenza delle piene robusta: questi casi appartengono ai cosiddetti "bacini non strumentati" che sono stati ampiamente studiati negli ultimi anni anche grazie all'iniziativa Prediction in Ungauged Basins (PUB). Diverse metodologie possono essere utilizzate per stimare la variabile di interesse nei bacini non strumentati; esse vengono tipicamente denominate "modelli regionali".

Bloesch et al. (2013) hanno recentemente revisionato le più recenti procedure per la stima di grandezze idrologiche, tra cui anche le curve di frequenza delle piene, in bacini non strumentati. La gran varietà di casi studio descritti non consente tuttavia di far emergere una metodologia nettamente preferibile; ciò non sorprende vista la grande varietà di condizioni in cui i metodi di regionalizzazione sono applicati (diversi regimi climatici, tipi di suolo, ecc.)

Il presente lavoro si propone di studiare il comportamento di diversi paradigmi di modellazione regionale in un ambiente virtuale basato su serie di dati simulate. L'obiettivo non è di identificare il miglior modello, ma di ricercare quali approcci hanno un comportamento più robusto in un grande numero di scenari diversi. La robustezza di un metodo è particolarmente importante quando, a causa delle incertezze in gioco, non è possibile verificare in maniera accurata le ipotesi su cui sono basati i singoli modelli.

2 GENERAZIONE DEGLI SCENARI VIRTUALI

La necessità di analizzare in maniera sistematica e non supervisionata il comportamenti di diversi modelli richiede l'utilizzo di un dominio di lavoro semplificato, che può però essere adattato all'occorrenza per analizzare anche casi reali. Nel presente studio, il "dominio territoriale" sui cui sono presenti le stazioni di misura è stato assunto monodimensionale per semplicità; su di esso viene definito un set di stazioni di misura virtuali identificabili mediante la coordinata x (Figura 1), variabile nell'intervallo $(0,1)$. L'obiettivo è di studiare come diversi approcci modellistici si comportano quando sono presenti diverse tipologie di eterogeneità, dove con eterogeneità si intende la variabilità della curva di frequenza delle piene spostandosi nel dominio di interesse. Nel caso in cui la curva di frequenza rimanga inalterata da stazione a stazione, il dominio può considerarsi omogeneo.

Inizialmente è stato definito il set di stazioni virtuali, considerando 11 stazioni equamente spaziate lungo x . Si noti che la dimensione x può essere interpretata sia come una coordinata spaziale, che come una generica caratteristica di bacino (es. area, quota media, ecc.) Ad ogni stazione è associata una distribuzione di probabilità GEV i cui parametri possono variare lungo x , definendo così un dominio eterogeneo. Per valutare diversi gradi di eterogeneità, sono stati considerati 4 scenari di eterogeneità in cui il parametro di forma θ_3 della distribuzione (si veda Grimaldi et al., 2013 per la definizione formale) è stato fatto variare sia linearmente (LIN), che con una funzione a gradino (STEP). Inoltre, per ognuna delle due modalità di variazione, sono stati definiti due sotto-scenari: con un alto grado di variabilità (H), e con un moderato grado

di variabilità (L). La variabilità del parametro di forma risulta quindi:

$$\begin{aligned}
 \text{LIN-H } \theta_3 &= -0.4 + 0.6x \\
 \text{LIN-L } \theta_3 &= -0.2 + 0.2x \\
 \text{STEP-H } \theta_3 &= -0.3 \text{ se } x < 0.5; \theta_3 = 0.1 \text{ altrimenti} \\
 \text{STEP-L } \theta_3 &= -0.2 \text{ se } x < 0.5; \theta_3 = 0 \text{ altrimenti}
 \end{aligned} \tag{1}$$

mentre i parametri di posizione e scala sono mantenuti costanti e pari rispettivamente a 1 e 0.5. Tali scenari di eterogeneità producono fattori di crescita K_T (equivalenti al quantile della distribuzione diviso il valore medio della stessa) per un periodo di ritorno $T=200$ anni variabili nell'intervallo 6.2 - 2 per lo scenario LIN-H; 5 - 2.5 per lo scenario STEP-H; 4 - 3 per gli scenari LIN-L e STEP-L.

3 METODI DI STIMA REGIONALE

Dato un set di osservazioni nelle diverse stazioni, un modello regionale consente di stimare il fattore di crescita K_T in ogni punto del dominio sulla base delle osservazioni. In questo studio sono stati considerati diversi approcci ampiamente utilizzati in letteratura. Alcuni di essi si basano sull'identificazione di sotto-gruppi di stazioni che possono essere considerati (sufficientemente) omogenei dal punto di vista statistico. In altri casi, non vengono creati sotto-gruppi omogenei, ma viene definita una *mapping function* (Wagener et al., 2013) valida su tutto il dominio che interpola le variabili di interesse. Nel presente studio, le variabili regionalizzate sono gli L-momenti della distribuzione, che vengono poi usati per stimare i parametri e, di conseguenza, il valore di K_T . In particolare sono stati adottati i seguenti approcci:

- RFA-CA: modello regionale basato sulla creazione di sotto-regioni (omogenee) del dominio, fisse e non sovrapposte (e.g., Hosking & Wallis, 1997). La delimitazione delle sotto-regioni avviene grazie ad un algoritmo di cluster analysis. All'interno di una sotto-regione gli L-momenti sono costanti.
- RFA-ROI: modello regionale basato su sotto-regioni omogenee variabili da punto a punto (Region-Of-Influence). Per ogni sito, un algoritmo delinea la porzione di dominio adiacente che può essere ritenuto omogeneo.
- RFA-SS: modello regionale *spatially-smooth* (e.g., Laio et al., 2011) basato sulla stima degli L-momenti della distribuzione mediante interpolazione con regressione lineare lungo x .
- RFA-1R: modello di riferimento che utilizza arbitrariamente un'unica regione senza valutarne l'omogeneità.

Nei casi CA e ROI, l'omogeneità è stata valutata con appropriati test statistici (statistica H di Hosking & Wallis, 1997); nel caso SS, la significatività della regressione è stata valutata con il test t -Student. Ai modelli regionali (RFA) si affianca inoltre una stima locale basata sui soli dati empirici *at-site* (LFA), cioè ottenuta stimando il fattore di crescita di interesse direttamente sui dati campionari.

4 APPLICAZIONE DELLA PROCEDURA DI CONFRONTO

La procedura di analisi è stata eseguita secondo i seguenti passi:

1. Viene selezionato lo scenario di riferimento, cioè si fissa la modalità di variazione spaziale dei parametri della distribuzione generatrice (scenario di eterogeneità da equazione (1));
2. Il valore esatto del fattore di crescita K_T viene calcolato in ogni stazione virtuale per un periodo di ritorno $T = 200$. Tale valore servirà da riferimento per valutare le performances dei modelli;
3. In ogni stazione viene generato un campione in accordo con la distribuzione generatrice di quel sito; ogni campione ha lunghezza prefissata n ;
4. Lo stimatore *at-site* (LFA) di K_T viene calcolato con una distribuzione GEV i cui parametri sono determinati sulla base dei campioni generati nelle singole stazioni;

5. Il modello regionale RFA-CA viene calibrato sulla base dell'intero set di campioni generati nel dominio; il modello è poi applicato in corrispondenza di ogni stazione per stimare gli L-momenti della distribuzione GEV, da cui si ottiene infine la stima di K_T ;
6. Analogamente, i modelli RFA-ROI, RFA-SS e RFA-IR restituiscono le rispettive stime di K_T in corrispondenza di ogni stazione;

I passi 3-6 sono ripetuti per $N=500$ diverse simulazioni. Si noti che tutti i modelli utilizzano il metodo degli L-momenti per stimare i parametri della distribuzione, ma la tecnica per stimare gli L-momenti regionali cambia da modello a modello. Infine, come indice di performance è stato utilizzato

$$\Psi_s = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left| \frac{K_{T;s} - \hat{K}_{T;s,i}}{K_{T;s}} \right| \quad (2)$$

dove s indica la generica stazione considerata, $i=1 \dots N$ è l'indice della singola simulazione, K_T il valore del fattore di crescita esatto e \hat{K}_T il fattore di crescita stimato (in funzione del modello considerato).

La Figura 1 mostra un esempio di simulazione in cui è presente un'eterogeneità (LIN-H) che porta ad una variazione del K_T lungo x (pannello a). I diversi modelli regionali (pannello b) si comportano in maniera molto simile nella parte destra del dominio, dove l'eterogeneità è meno accentuata, mentre differiscono significativamente nella parte sinistra.

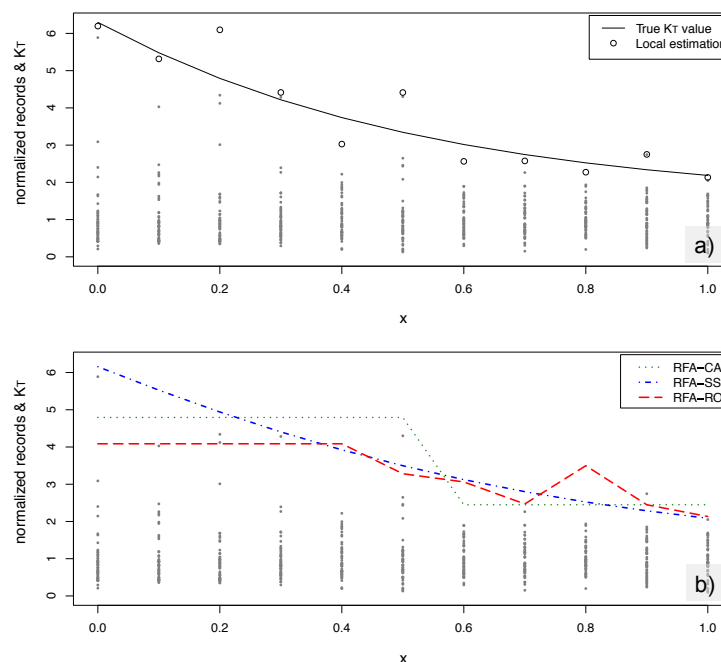


Figura 1. Esempio di singola simulazione sul dominio spaziale unidimensionale: nel pannello (a) è riportato l'andamento reale del fattore di crescita K_T (linea continua) e le stime campionarie *at-site* (LFA, cerchi); il pannello (b) illustra le stime di K_T ottenute dai 3 modelli regionali (RFA) oggetto di studio. In entrambi i pannelli sono riportati (pallini grigi) i singoli valori delle serie storiche sintetiche generate in ognuna delle 11 stazioni. La simulazione si riferisce allo scenario LIN-H.

5 DISCUSSIONE DEI RISULTATI E ANALISI DI SENSITIVITÀ

Dall'analisi degli scenari dell'equazione (1), secondo lo schema riportato nel paragrafo precedente, si ottengono gli errori di stima riportati nella Figura 2. Le curve rappresentano l'andamento dell'errore relativo medio Ψ_s in corrispondenza di vari punti del dominio. Dalla figura si evince che il metodo RFA-SS si comporta generalmente meglio in tutti gli scenari LIN dove la variazione dell'eterogeneità è più graduale (anche se K_T varia in maniera non lineare lungo x). Nel caso di eterogeneità STEP (che, di fatto, equivale a 2 sotto-regioni omogenee), il metodo RFA-CA prevale nel caso di eterogeneità elevata (H), mentre per eterogeneità moderata (STEP-L) prevale ancora il RFA-SS.

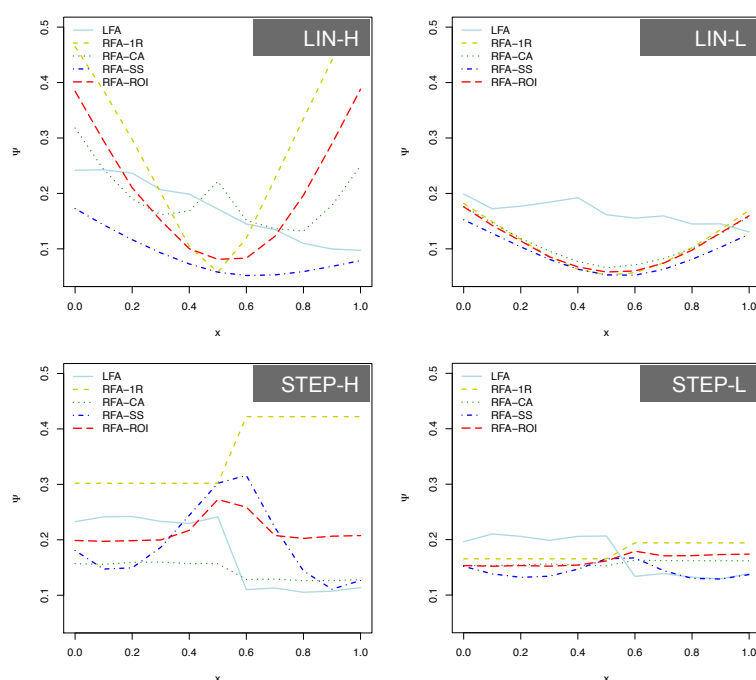


Figura 2. Andamento dell'errore relativo per ogni stazione sulla base delle previsioni dei diversi modelli regionali. Ogni linea è il risultato della media dell'errore ottenuto da 500 simulazioni. Ogni pannello si riferisce a un diverso scenario standard di eterogeneità.

La situazione riportata nella Figura 2 mostra inoltre che con il diminuire del grado di eterogeneità i diversi modelli regionali tendono ad avere prestazioni simili (fino a essere fondamentalmente indistinguibili in caso di regione omogenea). Quando l'eterogeneità è più marcata, le stime locali diventano invece competitive e comparabili con quelle dei modelli regionali. Sebbene gli errori relativi alle stime LFA non siano direttamente comparabili con quelli dei metodi RFA, questa indicazione suggerisce che il ruolo delle osservazioni può essere molto importante in quei contesti territoriali di forte variabilità/eterogeneità.

Per supportare ulteriormente i risultati ottenuti è stata condotta un'estensiva analisi di sensitività in cui sono stati variati molteplici parametri tra cui: la densità di stazioni (51 stazioni oltre che 11); la numerosità dei campioni generati (20 e 100 oltre a 50); il periodo di ritorno usato per il calcolo di K_T (50 e 500 oltre a 200); la distribuzione di probabilità (log-Normale e Pearson III oltre alla GEV); eterogeneità del parametro di scala invece che di quello di forma; dimensione del dominio (2D invece che 1D).

Dalla valutazione comparata degli scenari studiati si è osservato che l'approccio *spatially-smooth* è preferibile per eterogeneità gradualmente variabile oppure per alti gradi di eterogeneità, ma in presenza di campioni brevi; l'approccio a regioni omogenee è invece preferibile in presenza di serie storiche lunghe e distribuzioni non *heavy-tailed*.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bloeschl, G., M. Sivapalan, T. Wagener, A. Viglione, and H. Savenije (Eds.). *Runoff Prediction in Ungauged Basins: Synthesis across Processes, Places and Scales*, Cambridge University Press. 2013
- Grimaldi, S., Kao, S. C., Castellarin, A., Papalexiou, S. M., Viglione, A., Laio, F., Aksoy, H. & Gedikli, A. *Statistical Hydrology*, in *Treatise on Water Science – Volume 2*. Elsevier, 2011.
- Hosking, J., and J. Wallis. *Regional Frequency Analysis: An Approach Based on L-Moments*, Cambridge University Press. 1997
- Laio, F., D. Ganora, P. Claps, and G. Galeati *Spatially smooth regional estimation of the flood frequency curve (with uncertainty)*, *Journal of Hydrology*, 2011, 408, 67-77, doi: 10.1016/j.jhydrol.2011.07.022
- Wagener, T. et al. *A synthesis framework for runoff prediction in ungauged basins in Runoff Prediction in Ungauged Basins: Synthesis across Processes, Places and Scales*. edited by G. Bloeschl, M. Sivapalan, T. Wagener, A. Viglione, and H. Savenije, Cambridge University Press. 2013

EFFETTI OROGRAFICI NELLA ANALISI REGIONALE DEGLI EVENTI PLUVIOMETRICI ESTREMI IN REGIONE CAMPANIA (ITALIA)

Anna Pelosi & Pierluigi Furcolo

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno – Fisciano (SA); apelosi@unisa.it – p.furcolo@unisa.it

ASPETTI CHIAVE:

- È stata implementata una procedura statistica che ha evidenziato in modo oggettivo la presenza di una diversa struttura spaziale del campo di precipitazione in prossimità delle aree orografiche
- La media dei massimi annuali della pioggia giornaliera viene modellata come il prodotto di un processo stazionario di pianura e di un coefficiente di amplificazione da applicare nelle aree orografiche
- Il coefficiente di amplificazione è calcolato con riferimento alle singole barriere orografiche, oggettivamente identificate, mediante una regressione lineare con alcuni indici topografici

1 INTRODUZIONE

L'interazione tra circolazione atmosferica e topografia, specialmente durante gli eventi di pioggia frontali, produce un aumento significativo della quantità delle precipitazioni nelle zone orografiche (Roe, 2005). Questa complessa interazione porta anche ad un'accentuata variabilità spaziale delle precipitazioni in prossimità delle stesse aree orografiche (Prudhomme & Reed, 1999). Tale circostanza, associata ad una rete pluviometrica storicamente insufficiente e sparsa nelle zone di montagna, rende l'osservazione e la quantificazione degli effetti orografici sui campi di precipitazione un compito impegnativo e talvolta disatteso con conseguenti danni sul territorio, specialmente quando le valutazioni si riferiscono ad eventi pluviometrici estremi.

Nella presente memoria, saranno mostrati alcuni recenti risultati ottenuti studiando gli effetti della orografia nell'analisi regionale degli eventi pluviometrici estremi. Il problema principale, in questo tipo di analisi, è quello di identificare e modellare gli effetti indotti dall'orografia su alcuni parametri statistici nella distribuzione di probabilità dei massimi annuali di pioggia. I parametri statistici dei massimi annuali di pioggia sono influenzati da una moltitudine di eventi, con caratteristiche diverse, per cui un approccio fisicamente basato non risulta adatto allo scopo: l'influenza dell'orografia deve piuttosto essere incorporata nel modello di regionalizzazione dei parametri della distribuzione di probabilità degli estremi ed, in particolare, dei parametri di basso ordine, come la media.

Una soluzione al problema è quella di dividere la regione in aree omogenee al fine di applicare, all'interno di ogni area, relazioni di regressione dei parametri statistici con alcuni descrittori della topografia del sito (Rossi & Villani, 1998). Un approccio più sofisticato consiste nell'accoppiare modelli di regressione spaziale con modelli non parametrici dei residui. Metodi di interpolazione, anche sofisticati come le tecniche geostatistiche, possono, infatti, soffrire della mancanza di dati nelle zone di montagna, rendendo stime imprecise e talvolta distorte delle variabili regionalizzate in quelle zone. In letteratura sono presenti molti studi regionali, relativi alla stima delle precipitazioni in aree orografiche, che usano tecniche avanzate di kriging incorporando variabili topografiche ausiliari nel modello spaziale di interpolazione (tra cui: Prudhomme & Reed, 1999; Allamano et al., 2009). Questo approccio rappresenta un miglioramento significativo rispetto alle semplici analisi di regressione su zone omogenee, e dà risultati la cui qualità dipende dal significato fisico e della complessità dei descrittori topografici adoperati. I descrittori topografici utilizzati sono generalmente ottenuti attraverso una più o meno complessa elaborazione di modelli digitali di elevazione del terreno (DEM): essi non si basano sull'individuazione di "oggetto orografico" ma solo sulle proprietà locali della topografia. Questo approccio alla modellazione regionale delle precipitazioni estreme può essere migliorato introducendo una descrizione e identificazione oggettiva delle caratteristiche orografiche. Questa circostanza permette di dividere la regione in aree "topograficamente" omogenee, per le quali si considera una diversa variabilità spaziale delle precipitazioni.

In questo contesto, la presente memoria ha lo scopo, da un lato, di illustrare alcuni interessanti risultati ottenuti, con riferimento al territorio regionale campano, circa la identificazione degli effetti orografici sulle statistiche degli eventi pluviometrici estremi (Furcolo et al., 2015), dall'altro, di fornire, con il supporto del

lavoro di *Cuomo et al.* (2011), un modello regionale di stima della media dei massimi annuali delle precipitazioni in grado di descrivere appropriatamente i processi che avvengono in area orografica (*Pelosi & Furcolo, 2015*).

2 MATERIALI E METODI

L'area di interesse coincide essenzialmente con il territorio della Regione Campania, che si estende in Italia Meridionale su una superficie di circa 14000 km² (Figura 1b). Secondo la classificazione climatica Köppen-Geiger, la regione è caratterizzata da clima mediterraneo. Le precipitazioni medie annue variano tra 800 e 1100 mm. Il valor medio nella regione della media dei massimi annuali delle precipitazioni giornaliere è di circa 70 mm, con un coefficiente di variazione medio di 0.35 e un coefficiente di asimmetria medio di 1.25, secondo quanto fornito dall'analisi statistica dei dati misurati, dall'inizio del secolo scorso al 2000, nelle 245 stazioni pluviometriche a disposizione sul territorio regionale (Figura 1a).

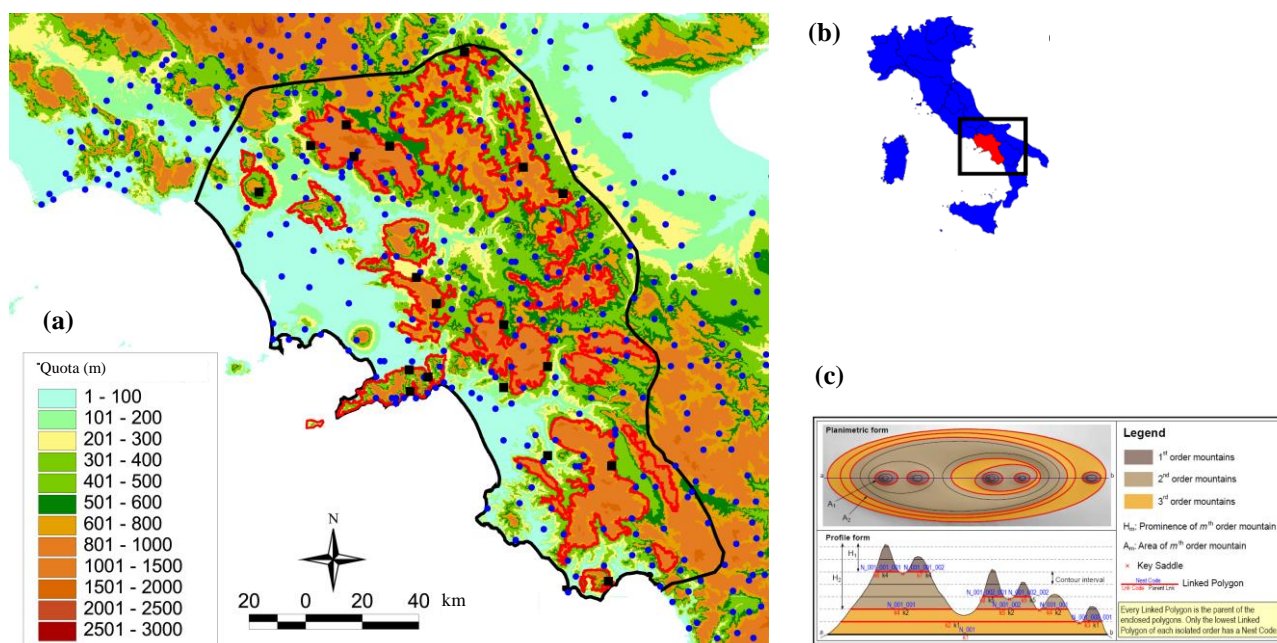


Figura 1. (a) DEM dell'area di studio (linea nera continua), con barriere orografiche (linea rossa continua) come classificate da *Cuomo et al.* (2011), stazioni pluviometriche (cerchi blu) e stazioni pluviometriche anomale (quadrati neri) come identificate da *Furcolo et al.* (2015); (b) collocazione della Regione Campania (rosso) sul territorio nazionale; (c) metodo di classificazione dei rilievi orografici secondo *Cuomo et al.* (2011).

In Figura 1a, si riporta, inoltre, una mappa di modello digitale di elevazione (DEM) del terreno, dalla quale è ben visibile la presenza della catena appenninica nel territorio di studio. È evidente, inoltre, che il territorio regionale campano è caratterizzato da un'orografia molto complessa, che interagisce con le masse d'aria umida provenienti prevalentemente dal Mar Tirreno (sud-est). *Cuomo et al.* (2011) hanno identificato e classificato i rilievi orografici attraverso una analisi automatica e multi-scalare delle caratteristiche geomorfometriche della topografia. Il metodo è simile ai ben noti sistemi di ordinamento della rete di drenaggio e si basa sui concetti topografici di key contour, key saddle, punto sommitale e prominente (una sintesi grafica è riportata in Figura 1c). Avere a disposizione una delimitazione obiettiva e “ad oggetti” dell'orografia è senza dubbio un punto di forza per ogni successiva speculazione. In Figura 1a, in rosso, sono delineate le barriere orografiche così come definite da *Cuomo et al.* (2011), in Campania. Esse occupano circa il 30% del territorio regionale.

2.1 Identificazione degli effetti orografici sugli eventi pluviometrici estremi

Furcolo et al. (2015) hanno individuato gli effetti orografici sugli eventi pluviometrici estremi attraverso

il riconoscimento di anomalie presenti nelle stime spaziali del logaritmo della media dei massimi annuali delle precipitazioni giornaliere, ottenute mediante l'applicazione di metodi geostatistici classici (i.e. Kriging con dati incerti - KUD) alle osservazioni acquisite dalla rete pluviometrica regionale in Figura 1a. In particolare, mediante una procedura statistica iterativa, basata sull'analisi dei residui standardizzati ottenuti con metodo jack-knife basato su stimatore KUD per tutte le 245 stazioni pluviometriche dell'area di interesse, sono state individuate alcune stazioni, definite "anomale" (riquadro nero in alto a destra di Figura 2), per le quali la procedura KUD forniva stime significativamente in difetto del valore del campo.

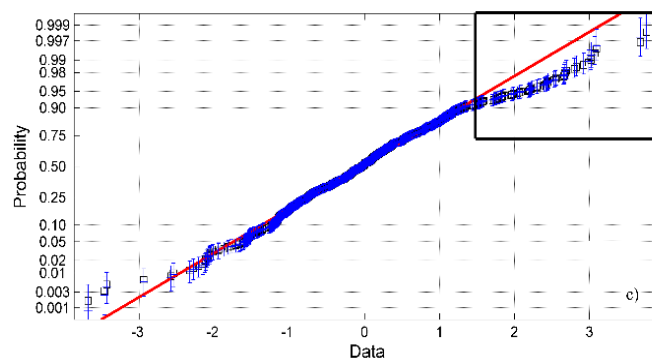


Figura 2. Carta probabilistica normale dei residui ottenuti con il metodo jack-knife applicato alle stime spaziali con KUD. Nel riquadro nero in alto a destra le stazioni "anomale" per le quali la procedura KUD fornisce errori di stima particolarmente elevati

2.2 Il modello regionale e il modello di amplificazione

In questa sezione, si presenta un modello preliminare per la stima regionale della media della distribuzione di probabilità dei massimi annuali delle precipitazioni giornaliere, in grado di dare una migliore interpretazione della variabilità del campo di precipitazione nelle aree orografiche (Pelosi & Furcolo, 2015).

Si suppone che la media dei massimi annuali delle precipitazioni giornaliere, $Y(x)$, possa essere interpretata come il prodotto di un processo di base debolmente stazionario, $Y'(x)$, e di un fattore di amplificazione, AF . Sia $Z(x)$ il logaritmo di $Y(x)$, il modello proposto può essere scritto come segue:

$$Y(x) = AF \cdot Y'(x) \rightarrow Z(x) = Z'(x) + \ln(AF) \quad (1)$$

Il processo di base, $Y'(x)$, ovvero $Z'(x)$, può essere stimato utilizzando le classiche tecniche di interpolazione spaziale lineare, come il KUD, dalle misure di precipitazione nelle valli e nelle pianure. Il fattore di amplificazione, AF , corregge le suddette stime, ove necessario, ovverosia nelle aree orografiche così come individuate da Cuomo et al. (2011) (delimitate in rosso in Figura 1a).

Il modello di amplificazione, valido in area orografica, è dato da una regressione lineare multipla:

$$\ln(AF) = a_0 + a_1 \cdot X_1 + a_2 \cdot X_2 + a_3 \cdot X_3 \quad (2)$$

avente come variabili indipendenti, X_i , alcuni descrittori topografici, definiti nell'ambito delle singole barriere orografiche e legati alle dinamiche del processo di amplificazione orografica delle piogge.

3 RISULTATI, DISCUSSIONE E CENNI CONCLUSIVI

Le stazioni anomale identificate da Furcolo et al. (2015), come sintetizzato nella Sezione 2.1, sono il risultato dell'incapacità delle tecniche geostatistiche lineari classiche di descrivere il campo di precipitazione in regioni a orografia complessa ovvero dell'inadeguatezza della rete di monitoraggio di rappresentare efficacemente le caratteristiche di variabilità spaziale del campo osservato. È proprio in corrispondenza delle barriere orografiche, infatti, che si collocano la maggior parte delle anomalie di stima (individuate autonomamente mediante la suddetta procedura) del campo di precipitazione $Z(x)$. In particolare, risulta che:

- Circa il 70% delle anomalie sono collocate in aree orografiche mentre solo meno del 20% dei pluviometri si trovano in queste aree.

- Circa il 30% dei siti posizionati in aree orografiche sono anomali, contro il 3% individuato altrove.

Risulta, dunque, evidente la necessità di applicare nelle aree orografiche un modello di amplificazione, per ottenere stime spaziali degli estremi più accurate. A tal fine, è stato proposto il modello di amplificazione (2), in cui ciascuna forma orografica nell'area di studio (delimitata in rosso in Figura 1a) è stata trattata come una omogenea. Con riferimento a ciascun “oggetto” orografico sono stati calcolati alcuni indici topografici mediante DEM (Figura 1a). La combinazione ottimale di questi indici topografici da utilizzare come variabili indipendenti per la stima di AF è risultata la seguente:

$$\ln(AF) = 0.0796 - 0.221 \cdot \cos \varphi + 0.543 \cdot SI + 2.532 \times 10^{-5} \cdot P \quad (3)$$

dove P (m) denota la prominenza, definita come differenza tra la quota massima sulla barriera e la quota media del suo perimetro, SI (%) è la pendenza media all'interno della forma orografica e φ (°) rappresenta l'esposizione ovvero l'angolo tra la direzione dominante di provenienza delle masse d'aria umida (sud-est) e la direzione associata al minimo momento di inerzia della forma orografica.

In Tabella 1 sono riportate le principali statistiche di performance con riferimento a diversi metodi di stima regionale del logaritmo della media dei massimi annuali di pioggia giornaliera, tra cui il VAPI (Rossi & Villani, 1998), una regressione lineare con la quota, secondo la suddivisione del rapporto VAPI Campania, ma aggiornata con i dati più attuali, il KUD e il modello proposto (1) + (3).

Regione	Osservati	Regressione Lineare VAPI	Regressione Lineare (aggiornata)	KUD	KUD + AF
Media	4.21	4.18	4.21	4.20	4.20
Varianza	0.070	0.063	0.044	0.042	0.047
Net MSE	-	0.0280	0.0212	0.0181	0.0152
Aree Orografiche	Osservati	Regressione Lineare VAPI	Regressione Lineare (aggiornata)	KUD	KUD + AF
Media	4.30	4.24	4.25	4.21	4.31
Varianza	0.11	0.084	0.062	0.058	0.077
Net MSE	-	0.0581	0.0532	0.0317	0.0212

Tabella 1. Statistiche di performance per alcuni metodi di stima regionale di $Z(x)$. Il net MSE è il MSE a cui è stata sottratto l'ineliminabile contributo di errore dovuto alla varianza campionaria, che nell'area di studio è uguale a 0.0044.

Nonostante la sua semplicità, il modello proposto risulta già molto efficace per aumentare l'accuratezza delle stime regionali del parametro selezionato: i miglioramenti in tutte le metriche (ultima colonna in Tabella 1) sono incoraggianti, soprattutto nelle zone orografiche, dove abbiamo una riduzione del net MSE quasi pari al 65% rispetto al modello regionale corrente per stima di $Z(x)$, i.e. VAPI. Nelle restanti zone, il miglioramento si attesta intorno al 50%. I risultati presentati aprono nuove strade di ricerca che intendono, da un lato, definire modelli sempre più accurati nella modellazione degli effetti orografici nelle analisi regionali delle precipitazioni estreme in zone a morfologia complessa, dall'altro, indagare criteri ottimali per l'ammodernamento delle attuali reti pluviometriche, che tengano conto degli effetti di amplificazione orografica descritti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Allamano, P., Claps, P., Laio, F. & Thea, C. A data-based assessment of the dependence of short duration precipitation on elevation. *Phys. Chem. Earth* 2009, 34, 635–641.
- Cuomo, A., Guida, D. & Palmieri, V. Digital orographic map of peninsular and insular Italy. *J. Maps* 2011, 447–463.
- Furcolo, P., Pelosi, A. & Rossi, F. Statistical identification of orographic effects in the regional analysis of extreme rainfall. *Hydrol. Process.* 2015
- Pelosi, A. & Furcolo, P. An Amplification Model for the Regional Estimation of Extreme Rainfall within Orographic Areas in Campania Region (Italy). *Water* 2015, 7, 6877–6891.
- Prudhomme, C. & Reed, D. Mapping extreme rainfall in a mountainous region using geostatistical techniques: A case study in Scotland. *Int. J. Climatol.* 1999, 19, 1337–1356.
- Roe, G.H. Orographic precipitation. *Ann. Rev. Earth Planet. Sci.* 2005, 33, 645–671.
- Rossi, F. & Villani, P. A project for regional analysis of floods in Italy. In *Managing Hydro-Geological Disasters in a Vulnerable Environment*; Andah, K., Ed.; CNR Pub:Perugia, Italy, 1998; pp. 141–168.

APPROCCIO UNIVARIATO E BIVARIATO A CONFRONTO PER LA STIMA DI IETOGRAMMI DI PROGETTO

Davide Luciano De Luca¹ & Daniela Biondi¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Informatica, Modellistica, Elettronica e Sistemistica, Università della Calabria

ASPETTI CHIAVE

- Applicazione di una metodologia basata sull'utilizzo delle funzioni Copula per la stima di ietogrammi di progetto di assegnato periodo di ritorno T
- Confronto con l'approccio univariato basato sulla congruenza con le curve di possibilità pluviometrica.
- Applicazione di un modello afflussi-deflussi per la valutazione delle portate al colmo di progetto.

1 INTRODUZIONE

Lo ietogramma di progetto di assegnato periodo di ritorno T è caratterizzato da diverse grandezze, tra cui le più importanti sono: i) il picco di pioggia H , cumulato sulla risoluzione temporale scelta Δt ; ii) la durata critica di progetto d_{Crit} ; iii) l'altezza totale di precipitazione W , cumulata sulla durata d_{Crit} ; iv) forma dello ietogramma, e in particolare la posizione temporale del picco di pioggia.

Un approccio comunemente utilizzato, soprattutto in ambito professionale, è rappresentato dall'analisi univariata, basata sulla scelta di H e W congruenti con la curva di possibilità pluviometrica di assegnato periodo di ritorno T , e in cui la durata critica d_{Crit} viene ricavata dall'analisi di eventi registrati oppure è assunta pari al tempo di corrivazione o di ritardo del bacino (Chow *et al.*, 1988; Keifer & Chu, 1957) o, come ulteriore alternativa, viene stimata dalla massimizzazione della portata al colmo derivante dall'applicazione di modelli afflussi-deflussi.

Tutte le grandezze sopra elencate, che entrano in gioco nella definizione di uno ietogramma di progetto, sono, comunque, caratterizzate da una intrinseca variabilità, e dunque un approccio multivariato risulterebbe più opportuno. Nella memoria viene presentata una applicazione di analisi bivariata tramite l'utilizzo di funzioni Copula (Nelsen, 2006), in cui d_{Crit} viene fissata pari al tempo di corrivazione del bacino analizzato, e si considerano come variabili casuali il picco di pioggia H (cumulato su un Δt pari a 20 min) e il volume netto $W_n = W - H$. Si utilizza quest'ultima grandezza al fine di eliminare il contributo della correlazione apparente tra H e W (Serinaldi & Kilsby, 2013). Il picco H è posto in corrispondenza di $d_{Crit}/2$, e W_n viene distribuito in maniera uniforme su tutti gli altri intervalli temporali di ampiezza Δt . Come caso di studio è stato considerato il bacino idrografico del Fiume Corace a Grascio.

La memoria è strutturata nel seguente modo: nel paragrafo 2 viene fornita una breve panoramica delle funzioni Copula, il paragrafo 3 riguarda la definizione del periodo di ritorno bivariato, mentre nel paragrafo 4 vengono illustrati i risultati ottenuti per l'area di studio indagata.

2 LE FUNZIONI COPULA

Le funzioni Copula rappresentano una efficiente metodologia per le analisi multivariate: il loro uso consente di studiare le distribuzioni marginali separatamente (ogni distribuzione può assumere una differente espressione matematica) e successivamente di analizzare la loro inter-dipendenza. In questo paragrafo viene fornita una breve panoramica sulla teoria della 2D-Copula. Per la generalizzazione al caso multivariato, si rimanda a Nelsen (2006)

Indicando con $F_H(h)$ e $F_{W_n}(w_n)$ le CDF marginali delle variabili casuali H e W_n , in base al teorema di Sklar (Sklar, 1959) la CDF congiunta può essere scritta come:

$$F_{H, W_n}(h, w_n) = C[F_H(h), F_{W_n}(w_n)] = C(u_H, u_{W_n}) \quad (1)$$

in cui $U_H = F_H(h)$ e $U_{W_n} = F_{W_n}(w_n)$, e C è la funzione 2D-Copula, caratterizzata dalle seguenti proprietà:

- il dominio-codominio di C è $[0,1] \times [0,1] \rightarrow [0,1]$;
- $\forall u_H, u_{W_n} \in [0,1]$, $C(u_H, 0) = C(0, u_{W_n}) = 0$, $C(u_H, 1) = u_H$ e $C(1, u_{W_n}) = u_{W_n}$;
- $\forall u_H^{(1)}, u_H^{(2)}, u_{W_n}^{(1)}, u_{W_n}^{(2)} \in [0,1]$ tale che $u_H^{(1)} \leq u_H^{(2)}$ e $u_{W_n}^{(1)} \leq u_{W_n}^{(2)}$:
 - $C(u_H^{(2)}, u_{W_n}^{(2)}) - C(u_H^{(1)}, u_{W_n}^{(2)}) - C(u_H^{(2)}, u_{W_n}^{(1)}) + C(u_H^{(1)}, u_{W_n}^{(1)}) \geq 0$

Per applicazioni idrologiche sono molto utilizzate le funzioni Copula di tipo Archimedeo, definite come:

$$C(u_H, u_{W_n}) = \varphi^{(-1)}[\varphi(u_H) + \varphi(u_{W_n})] \quad (2)$$

dove $\varphi(\cdot)$ è definito *generatore*, una funzione continua strettamente decrescente e convessa definita da $I = [0,1]$ a $[0, \varphi(0)]$. Tra le diverse funzioni copula di tipo Archimedeo proposte in letteratura, nel presente lavoro le migliori performance sono state fornite dalla Gumbel-Hougaard Copula, che ha la seguente espressione:

$$C(u_H, u_{W_n}) = e^{-[(-\ln u_H)^\vartheta + (-\ln u_{W_n})^\vartheta]^{1/\vartheta}} \quad (3)$$

con $\varphi(t) = (-\ln t)^\vartheta$ e $\vartheta \geq 1$. Il parametro ϑ è un indicatore di dipendenza tra le variabili casuali; in particolare nell' Eq. (3) U_H, U_{W_n} sono indipendenti per $\vartheta = 1$ e positivamente correlate per $\vartheta > 1$. La stima di ϑ è stata effettuata utilizzando il metodo del Canonical Maximum Likelihood (CML, *Genest et al.*, 1995; *Grimaldi & Serinaldi*, 2006; *De Luca* 2013).

3 IL PERIODO DI RITORNO BIVARIATO

Per analisi univariate, nell'ipotesi di processo stazionario, in letteratura il periodo di ritorno T (espresso in anni) è usualmente calcolato nel seguente modo per i massimi annuali:

$$T = \frac{1}{P[H > h]} = \frac{1}{1 - F_H(h)} \quad (4)$$

in cui $[H > h]$ è l'evento critico che definisce univocamente il denominatore $1 - F_H(h)$. Per analisi bivariate, considerando le variabili H e W_n , l'evento critico può essere definito in diversi modi (*Yue & Rasmussen*, 2002; *Shiau*, 2003; *Salvadori*, 2004, *Graler et al.*, 2013; *Serinaldi*, 2015). In questo studio viene considerato $[H > h \cup W_n > w_n]$, indicato come evento OR, a cui corrisponde $T_{OR}(h, w_n)$:

$$T_{OR}(h, w_n) = \frac{1}{P[H > h \cup W_n > w_n]} = \frac{1}{1 - F_{H, W_n}(h, w_n)} = \frac{1}{1 - C(u_H, u_{W_n})} \quad (6)$$

Nei casi bivariati, infinite coppie di valori (h, w_n) corrispondono ad un fissato periodo di ritorno T , e possono essere rappresentate nel piano cartesiano OHW_n come curva di livello. Sebbene tutti gli eventi di una curva di livello hanno lo stesso T , le diverse combinazioni (h, w_n) differiscono tra di loro in termini di densità di probabilità congiunta (PDF) valutata lungo la curva stessa (*Volpi & Fiori*, 2012). In tale contesto,

si può considerare la coppia (h, w_n) *most-likely design realization*, per la quale la PDF congiunta è massima (Salvadori *et al.*, 2011), o un insieme di coppie all'interno di fasce di confidenza (Volpi & Fiori, 2012).

4 RISULTATI

A partire dalle serie storiche di precipitazione giornaliera e di risoluzione pari a 20 min relative al bacino calabrese del Corace a Grascio (di superficie pari a 177 km²) sono stati generati 500 anni di altezza di pioggia areale aggregata su $\Delta t = 20$ min, tramite un modello a due step riportato in Biondi & De Luca (2015). Per ogni anno è stato successivamente ricavato il massimo annuale H e il corrispondente valore W , calcolato come massima pioggia cumulata sulla finestra mobile d_{crit} (pari in questo caso a 7.33 ore) e contenente H , da cui $W_n = W - H$.

Per le CDF marginali $F_H(h)$ e $F_{W_n}(w_n)$ è stata utilizzata la distribuzione TCEV, e dall'applicazione della tecnica di stima CML il valore del parametro \mathcal{G} dell'Eq. (3) è risultato pari a 1.643. In figura 1 si riporta, nel piano $F_{W_n}(w_n) - F_H(h)$, il confronto tra le coppie di valori di CDF derivanti dai 500 anni di pioggia generata sinteticamente, e 10.000 coppie di valori di CDF generate direttamente dalla distribuzione bivariata.

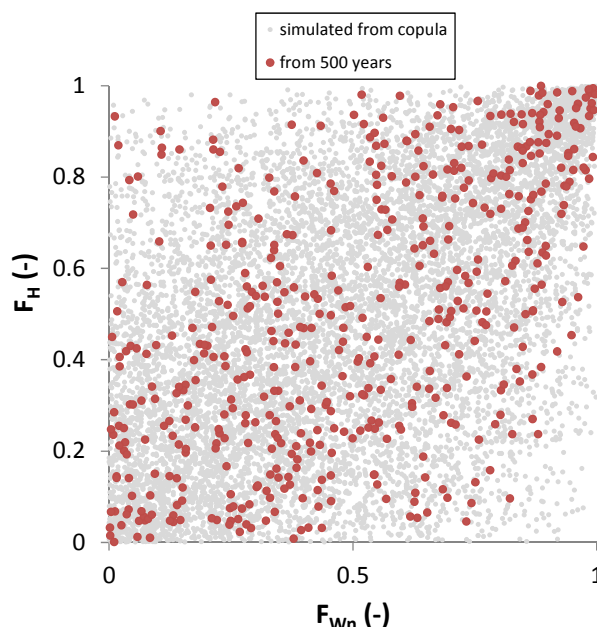


Figura 1. Confronto tra le coppie di valori di CDF derivanti dai 500 anni di pioggia generata sinteticamente, e 10.000 coppie di valori di CDF generate direttamente dalla distribuzione bivariata.

Per il bacino indagato, dalla serie storica di massimi annuali di portata al colmo (di dimensione campionaria pari a 36 anni), tramite analisi statistica sono stati stimati i valori relativi ai periodi di ritorno pari a 50, 100 e 200 anni: $Q_{50} = 523$ m³/s, $Q_{100} = 629$ m³/s, $Q_{200} = 735$ m³/s. Dall'applicazione di un modello afflussi-deflussi, tarato sulle serie storiche a disposizione, composto da un modulo di separazione della pioggia basato sul CN-SCS, e dall'IUH di Nash, è stato possibile individuare, nel piano $W_n - H$ di figura 2, l'involuppo delle combinazioni che forniscono come valori di portata al colmo i valori stimati per Q_{50} , Q_{100} e Q_{200} . Nella stessa figura si riportano le curve di livello relative ai periodi di ritorno bivariati T_{OR} pari a 50, 100 e 200 anni, e le coppie di punti (W_n, H) corrispondenti all'analisi univariata.

Dall'analisi dei risultati si evince che, nell'ipotesi di durata critica pari al tempo di corrivazione del bacino e con la forma di ietogramma utilizzata:

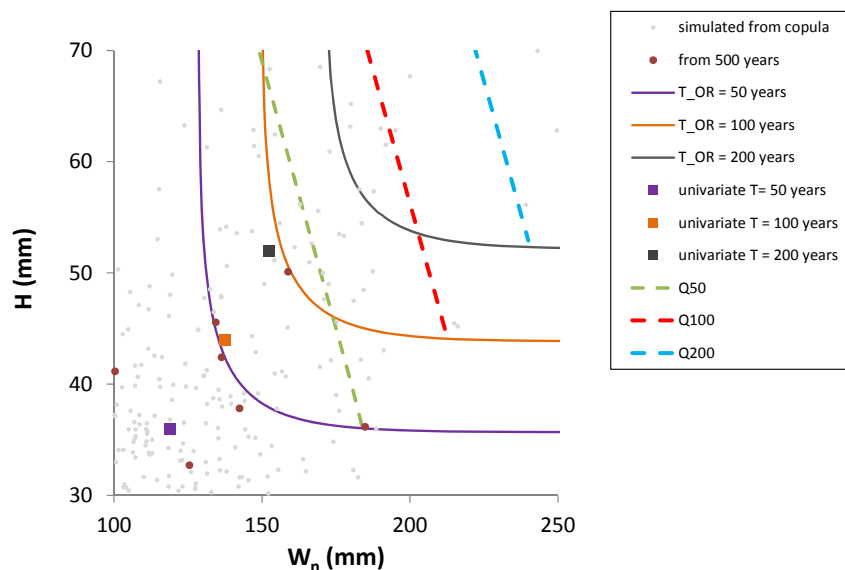


Figura 2. Confronto tra i risultati derivanti dall'analisi univariata e bivariata

- lo ietogramma di progetto derivante dall'analisi univariata dovrebbe corrispondere a periodi di ritorno superiori a 200 anni al fine di ottenere, con il modello afflussi-deflussi adoperato, portate al colmo pari al valore Q_{50} ;
- l'approccio bivariato consente di ottenere Q_{50} , Q_{100} e Q_{200} anche con ietogrammi associati a periodi di ritorno pari a quelli delle portate.

Lo studio condotto, naturalmente, costituisce un primo step di analisi estensibile al caso trivariato (considerando come variabile casuale anche la durata critica) e ad ulteriori bacini calabresi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Biondi, D. & De Luca, D.L. Process-based design flood estimation in ungauged basins by conditioning model parameters on regional hydrological signatures, *Natural Hazards*, 2015, 79(2), 1015-1038.
- Chow, V.T., Maidment, D.R. & Mays, L.W. *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, New York, USA, 1988.
- De Luca, D.L. *Rainfall Nowcasting Models for Early Warning Systems*, Nova Publisher, Hydrological Science and Engineering (Series Editor - Dr. Tommy S. W. Wong), 978-1-62417-028-7, 2013.
- Genest, C., Ghoudi, K., & Rivest, L. P. A semiparametric estimation procedure of dependence parameters in multivariate families of distributions, *Biometrika*, 1995, 82(3), 543-552.
- Gräler, B., van den Berg, M. J., Vandenbergh, S., Petroselli, A., Grimaldi, S., De Baets, B., & Verhoest, N. E. C. Multivariate return periods in hydrology: a critical and practical review focusing on synthetic design hydrograph estimation, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2013, 17, 1281-1296.
- Grimaldi, S., & Serinaldi, F. Design hyetograph analysis with 3-copula function, *Hydrological Sciences Journal*, 2006, 51(2), 223-238.
- Keifer, C.J & Chu, H.H. Synthetic storm pattern for drainage design. *Journal of Hydraulic Division ASCE*, 1957, 83(1332), 1-25.
- Nelsen, R. B. *An introduction to Copulas*. 2nd Edition, Springer, New York, NY, 2006.
- Salvadori, G. Bivariate return periods via 2-copulas, *Bivariate return periods via 2-copulas*. *Statistical Methodology*, 2004, 1(1-2), 129-144.
- Salvadori, G., De Michele, C. & Durante, F. On the return period and design in a multivariate framework, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2011, 15, 3293-3305.
- Serinaldi, F. Dismissing return periods, *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 2014, 29(4), 1179-1189.
- Serinaldi, F. & Kilsby, C.G. The intrinsic dependence structure of peak, volume, duration and average intensity of hyetographs and hydrographs. *Water Resources Research*, 2013, 49, 3423-3442.
- Shiau, J.T. Return period of bivariate distributed extreme hydrological events. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 2003, 17, 42-57.
- Sklar, A. Fonction de repartition à n dimensions et leurs marges. *Publications de l'Institut de Statistique Université de Paris*, 1959, Vol. 8, pp. 229-231.
- Volpi, E. & Fiori, A. Design event selection in bivariate hydrological frequency analysis, *Hydrological Sciences Journal*, 2012, 57(8), 1506-1515.
- Yue, S. & Rasmussen, P. Bivariate frequency analysis: discussion of some useful concepts in hydrological application, *Hydrological Processes*, 2002, 16, 2881-2898.

LINKING FLOODS TO LARGE SCALE ATMOSPHERIC CIRCULATION FIELDS BY AN EVENT SYNCHRONIZATION MODEL

Federico Conticello¹, Francesco Cioffi¹, Bruno Merz² & Upmanu Lall³

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, La Sapienza Università di Roma.; (2) Section Hydrology, GFZ German Research Centre for Geosciences, Potsdam, Germany; (3) Department of Earth and Environmental Engineering, Columbia University of New York, NY, USA

KEY POINTS:

- We enhance the approach to estimate flood magnitude and frequency, by including spatial and temporal large-scale circulation patterns and global climate mechanisms
- A novel approach, combining Kohonen Networks and Complex Networks, is developed and validated
- The preliminary results demonstrate the reliability of the proposed approach in capturing large scale atmospheric circulation features driving floods at the local scale and its potential to be used as flood predictive tool

1 INTRODUCTION

Flood estimation and flood management are crucial in most societies, where the high level of urbanization and intensive land use increase the flood hazard, societal exposure and vulnerability. Therefore, there is a strong interest to develop methods to assess the frequency, magnitude and consequences of these hydrological extreme events. Recently, the awareness that radiative effects of anthropogenic changes in atmospheric composition are expected to cause climatic changes - especially enhancement of the hydrological cycle leading to an increased flood risk - has put in discussion the basic paradigms of traditional approaches until now followed by hydrologists and water resources engineers: stationarity, randomness of flood processes bounded at catchment scale. A number of scientists are emphasizing the necessity to enlarge the approach to estimate flood magnitude and frequency, including spatial and temporal large-scale circulation patterns and global climate mechanisms (Merz et al. 2014; Lu et al. 2015). In fact, floods and other hydroclimatic extremes may represent specific states of organization of the atmospheric circulation. Given this hypothesis an open question is how best to identify such states, and their space-time persistence. Such a mapping would facilitate a physically meaningful identification of the potential severity, frequency and duration of such events, allowing for a more efficient risk management in emergency situations and for improving projections of future flood risk under climate change. With this in view, in this study, the link between large scale atmospheric circulation and floods in England is investigated by a combined Kohonen Networks and Complex Networks approach. Historical data from 57 streamflow gages in England and the Reanalysis Historical Data of the 850 hPa geopotential fields bounded from 90W to 70E and from 20N to 80N are used for the purpose. The common period of record is 1960 to 2012. A finite number of typical atmospheric configurations of the considered region are identified by using the Kohonen Networks approach (Kohonen 1982). Then the historical sequence of the atmospheric fields, by using k-nearest neighbor methods, is transformed into a binary matrix which assigns the atmospheric configuration of each time step to one of the typical configurations identified by the Kohonen Network. A further binary matrix is constructed by using as a threshold the 99th percentile of the discharge rates. Finally, the Event Synchronization method (Quiroga, Kreuz, and Grassberger 2002) is applied determining synchronization, causality and delay between the floods at each streamflow gage and the associated atmospheric circulation cluster. We find that the proposed approach can be useful and effective to identify the most critical atmospheric circulation patterns responsible for triggering floods and thus to be used as part of a prediction strategy.

2 DATA & METHOD

2.1 DATA

In this study, we use a 53 year record (1960-2012) of daily discharge at 57 stations. The data were obtained from the Global Runoff Data Centre (GRDC) database (http://www.bafg.de/GRDC/EN/Home/homepage_node.html) and it covers homogeneously the UK territory. Reanalysis daily fields of geopotential height at 850 hPa, selected in a range of latitude from 20°N to 80°N and of longitude from 90°W to 70°E with a resolution of 2.5°, were considered. The NCEP-NCAR reanalysis fields (Kalnay et al. 1996) were downloaded from <http://iridl.columbia.edu>.

2.2 METHOD

The goal of this study is to develop a model able to identify large scale atmospheric circulation conditions driving floods in a certain region of the world. The model consists of three sub-models: a) Kohonen Network to map geopotential fields by self-organizing maps (SOM) ; b) Event synchronization (ES) to calculate causality and delay between the floods at each streamflow gage and the associated atmospheric circulation pattern; c) Modularity to cluster streamflow gauges that share common atmospheric/geopotential configurations.

Core of the model is the Event Synchronization sub-model that allows to build a complex network whose nodes are the streamflow gauges and, further, a finite number of atmospheric configurations representing the Northern hemisphere climate state. Binary time series, associated to each node, identify times at which an event occurs. An event is a flood exceeding a prefixed threshold for streamflow gauge nodes or a given configuration of atmospheric circulation. For all pairs of nodes i and j , we calculate: a) Q^τ the normalized number of events at j , which can be uniquely associated with subsequent events at i and vice versa within a time window $\tau \leq 3$ days; b) q^τ the normalized directionality of the delay between events of the node j in respect to i (and vice versa); c) $P^\tau(x/y=1)$ and $P^\tau(y/x=1)$ the conditional probability of the events in the node i given the occurring of an event in the node j .

Suppose we have two event series $x_i (i=1, m_x)$ and $y_j (j=1, m_y)$ containing the times of events at grid points i and j , the number of times an event appears in x shortly before and after it appears in y is given by

$$s^\tau(x|y) = \sum_{i=1}^{m_x} S_i, \quad s^\tau(y|x) = \sum_{j=1}^{m_y} S_j \quad (1)$$

With $S_i=1$ if $\exists \min(|t_i^x - t_j^y| \leq \tau)$, and $S_i = 0$ else.

$$P^\tau(x|y=1) = \frac{s^\tau(x|y)}{m_x}, \quad P^\tau(y|x=1) = \frac{s^\tau(y|x)}{m_x} \quad (2)$$

A measure of synchronization of the events can be provided by

$$Q^\tau = \frac{s^\tau(x|y) + s^\tau(y|x)}{m_x + m_y} \quad (3)$$

Similarly, we can define

$$d^\tau(x|y) = \sum_{i=1}^{m_x} D_i, \quad d^\tau(y|x) = \sum_{j=1}^{m_y} D_j \quad (4)$$

With $D_i=1$ if $\exists \min(0 < t_i^x - t_j^y \leq \tau)$, and $D_i = 0$ else.

A measure of directionality of the delay can be expressed by

$$q^\tau = \frac{d^\tau(x|y) - d^\tau(y|x)}{m_x + m_y} \quad (5)$$

In according to Eqs (3 and 5), $0 \leq Q^r \leq 1$ and $-0.5 \leq q^r \leq 0.5$. For $Q^r=1$ events are fully synchronized, for $q^r=-0.5$ events in the j -node always anticipate events in i -node.

In order to create the binary time series of the events the following steps are carried out:

- 1) For each flow rate time series we define as extreme event those that exceed the 99th percentile threshold and we derive a binary time series (Tx1 where T is the length of time vector) where 1 marks the extreme events and is 0 elsewhere;
- 2) A finite discrete set of N maps, synthesizing the typical configurations of the geopotential field, is then obtained by applying Self Organizing Maps (SOM); The optimal number of maps is identified by applying the combined error criteria (Kaski & Lagus, 1996);
- 3) Using k-nearest neighbor (KNN), we build a binary matrix (NxT) comparing the geopotential field time series with the SOM output maps. At a given time the SOM map most similar to the geopotential field is marked as 1 and zero otherwise. Each vector of the matrix represents the occurrence time series of one of the typical configurations of the geopotential field as represented by the SOM map.

Each pair of binary vectors, i.e. representing the occurrence of flood events and typical atmospheric circulation patterns, respectively, is now compared by using the Event Synchronization (ES) with time window τ , in order to calculate synchronization and delay. Finally, the modularity approach (Blondel et al. 2008) is used in order to identify “communities”. Each community consists of nodes that are pooled together: nodes represent the geopotential field states and the floods; edges are the links between the nodes and represent synchronous occurrence of flood events and atmospheric states.

3 RESULTS

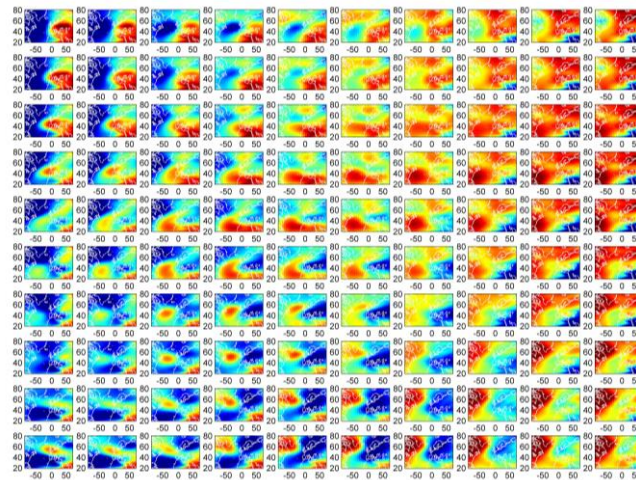


Figure 1 – 100 maps of 850 hPa geopotential height derived by SOM, synthesizing the climate configuration in the Northern hemisphere region bounded from 90W to 70E and from 20N to 80N.

Figure 1 shows the 100 850 hPa geopotential fields, derived by SOM. The geopotential field of each time step is then assigned to one of these 100 maps by means of the KNN approach. A (NxT) two-dimensional binary matrix is then constructed, where N is the number (100) of typical geopotential maps, and T the length of the time vector. Another (MxT) binary matrix, where M (57) is the number of streamflow gauges, is obtained that identifies, for each gauge, the flood events having a flowrate exceeding the 99 percentile. Then the level of synchronization, as well as the delay (Eq.(2)) among all the pairs of flood and climate state time series are calculated. To exclude synchronization generated by chance, ES was applied to random binary time series (1% of events and uniform distribution were assumed; 8% significance level). Finally, the Modularity Method is applied to identify clusters of streamflow gauges and geopotential configurations having a synchronization level greater than 30%. In Figure 2 the nodes and edges of the

complex network are shown: the nodes along the circle refer to the 100 geopotential configurations while the nodes referring to the streamflow gauges are located inside the circle, respecting their geographic coordinates. The numbers reported on the edges indicate the time delay between nodes. From the figure, three clusters of streamflow gauges can be identified, respectively in the North, middle-West and South-East of UK. The streamflow gauges belonging to the same cluster share a very reduced number of geopotential patterns which can be considered to be representative of meteorological features driving floods. Figure 2 (left) shows that states 1 and 11 affect the northern group while states 2 and 3 affect the western group. To test the plausibility of the results, the atmospheric moisture transport associated the the previously identified states are analysed. Two examples of fields of humidity and moisture transport (integrated along the vertical) are shown on the right side of Figure 2. Such fields are obtained as composites of the humidity and moisture transport corresponding to the geopotential patterns of state 11 and state 3. It is evident from the top right plot of Figure 2, how the moisture transport affects directly the streamflow cluster located in the North UK, while the bottom right plot shows that the moisture transport deflects toward the South UK affecting the middle western group. These results suggest that the proposed approach is capable to capture the meteorological features driving floods at the local scale and that it might have potential to be used as part of a prediction strategy.

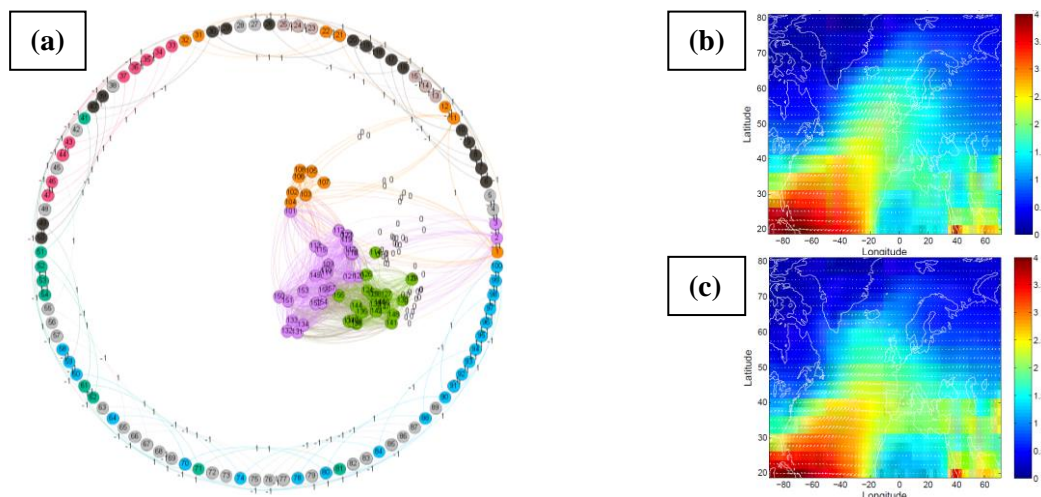


Figure 2 – (a) Complex Network links are represented between 100 geopotential states, with nodes from 1 to 100 arranged for convenience in a circle, and UK discharge gages, coherently localized with the geographic coordinates inside the circle, with nodes from 101 to 157. Nodes with the same colors identify clusters with similar behavior. (b) Humidity transport related to geopotential states 11 that affect the northern group of gauges. (c) Humidity transport related to geopotential states 2 that affect the south-western group.

4 REFERENCES

- Blondel, Vincent D., Jean-Loup Guillaume, Renaud Lambiotte, and Etienne Lefebvre. 2008. “Fast Unfolding of Communities in Large Networks.” *Journal of Statistical Mechanics: Theory and Experiment* 10008 (10): 6.
- Kalnay, E., M. Kanamitsu, R. Kistler, W. Collins, D. Deaven, L. Gandin, M. Iredell, et al. 1996. “The NCEP/NCAR 40 Year Reanalysis Project.” *Bams*.
- Kohonen, Teuvo. 1982. “Self-Organized Formation of Topologically Correct Feature Maps.” *Biological Cybernetics* 43 (1): 59–69.
- Lu, Mengqian, Upmanu Lall, Jaya Kawale, Stefan Liess, and Vipin Kumar. 2015. “Exploring the Predictability of 30-Day Extreme Precipitation Occurrence Using a Global SST-SLP Correlation Network.” *Journal of Climate*, no. 2015.
- Merz, B., J. Aerts, K. Arnbjerg-Nielsen, M. Baldi, a. Becker, a. Bichet, G. Blöschl, et al. 2014. “Floods and Climate: Emerging Perspectives for Flood Risk Assessment and Management.” *Natural Hazards and Earth System Science* 14 (7): 1921–42.
- Quiroga, R. Quian, T. Kreuz, and P. Grassberger. 2002. “Event Synchronization: A Simple and Fast Method to Measure Synchronicity and Time Delay Patterns.” *Physical Review E - Statistical, Nonlinear, and Soft Matter Physics* 66 (4): 1–9.

THE METASTATISTICAL EXTREME VALUE DISTRIBUTION

Enrico Zorzetto ¹, Gianluca Botter ², and Marco Marani ^{1,2,3}

(1) Nicholas School of the Environment, Duke University, Durham 27708 NC, USA; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli studi di Padova, Padova 35100, Italia (3) Department of Civil and Environmental Engineering, Duke University, Durham 27708 NC, USA.

KEY POINTS

- We apply a new Metastatistical Extreme Value (MEV) distribution to daily rainfall observations at a point.
- The MEV distribution relaxes asymptotic hypotheses underlying the traditional extreme value theory
- The application of the MEV and the Generalized Extreme Value distribution to 37 sites representative of the global range of rainfall regimes shows that the MEV estimation error is up to 50% lower than the GEV error.

1 INTRODUCTION

The traditional Extreme Value Theory (EVT) is used to model a variety of processes arising in a wide range of fields, including hydrology, engineering, Earth science, insurance and finance, and ecology. Extremes are defined as "block maxima", i.e. as the events with maximum magnitude among those occurred over a period of fixed length (often one year) (Coles, 2001; Gumbel, 1958; Koutsoyiannis, 2004). The classical EVT obtains the statistical properties of these block maxima by effectively disregarding the underlying distribution of ordinary values, while only retaining either just the block maxima themselves or a small number of large values in the sample (Von Mises, 1936; Gnedenko, 1943; Pickands, 1975; Davison & Smith, 1990). Here we recognize the extreme-event generation process as being the result of sampling, from the underlying distribution of ordinary values, a finite number of events, among which the block-maximum is defined. This implies that block maxima, particularly for low rates of event occurrence, may come from the bulk of the underlying distribution, not just from its tail. This simple consideration allows us to use the entire observational set to infer the distribution of extremes, with obvious statistical advantages. Here we adopt a Metastatistical Extreme Value framework (MEV) which expresses the probability of annual maxima based on the underlying distribution of ordinary events. This approach is applied to the relevant case of daily rainfall events, using a worldwide data set of long rainfall records.

2 METHODS

In the classical EVT, as in the MEV approach, the n events occurring in each block are assumed to be independent and to share the same parent cumulative distribution $F(x)$ (where x indicates the magnitude of an event). Hence, block-maxima have the distribution $H_n(x) = F(x)^n$. The MEV approach recognizes the number of events in each block, n , and the values of the parameters, θ , of the parent distribution $F(x; \theta)$ to be realizations of stochastic variables (N and Θ). The probability distribution of block-maxima can now be defined by use of Bayes' rule, by considering all possible values of N and Θ and obtaining the MEV cumulative distribution function:

$$\zeta(x) = \sum_{n=1}^{\infty} \int_{\Omega_{\theta}} F(x; \bar{\theta})^n g(n, \bar{\theta}) d\bar{\theta} \quad (1)$$

where $g(n, \theta)$ is the joint probability distribution of N and Θ (discrete in N and continuous in Θ), and Ω_{θ} is the population of all possible values of the parameters. The probability distribution of the extremes thus arises from the full distribution of the ordinary events (not just from a predetermined part of the tail), which is sampled - each year - a variable number of times n . The application of the MEV framework requires the specification of the distribution of the ordinary values and different choices of $F(x; \theta)$ are possible. We apply here the MEV approach to the relevant case of daily rainfall observed at a point. Following Wilson & Tuomi (2005) and Marani & Ignaccolo (2015) we adopt the Weibull distribution $F(x; C, w) = 1 - \exp[-(x/C)^w]$ to model the non-zero daily rainfall amounts. A direct application of eq. (1) would require the specification of the joint distribution $g(n, C, w)$. However, rather than introducing further specific hypotheses as to the shape

of this distribution, a discrete expression can be obtained by transforming expectations into sample means, formally through Monte Carlo integration. In the case of the MEV-Weibull formulation, eq. (1) can be evaluated by using the empirical frequencies from a sample spanning T blocks (years in the present application, so that $T = s$). The resulting approximation, $\zeta_m(x)$, of $\zeta(x)$, hence reads:

$$\zeta_m(x) = \frac{1}{T} \sum_{j=1}^T \exp \left[-n_j \exp \left(- \left(\frac{x}{C_j} \right)^{w_j} \right) \right] \quad (2)$$

where each set of Weibull parameters is estimated using the values, x_i , observed in year j , and n_j is the number of events (wet days in the present application) in block j . The Weibull distribution is fitted to each single year by means of the Probability Weighted Moments method (PWM), which, compared to other methods (e.g. Maximum Likelihood, ML), attributes a greater weight to the tail of the distribution, performs well on small samples, and is not very sensitive to the presence of outliers (*Greenwood & al*, 1979). The event magnitude x for a given value of the cumulative probability can be obtained by the numerical solution of the equation $\zeta_m(x) = (Tr - 1)/Tr$, where $\zeta_m(x)$ is given by eq. (2).

3 RESULTS

We test the ability of the MEV approach to estimate high-quantile extremes based on daily rainfall time series of varying length. To this end we gathered 37 time series, with length ranging from 100 to 272 years, representing a variety of rainfall regimes. To avoid confounding effects linked to the possible presence of long-term fluctuations or trends (*Marani & Zanetti*, 2015) we use a Monte Carlo approach and perform all of our analyses by first shuffling the observed daily rainfall accumulations, while keeping the set of the number of events/year that originally occurred (also reshuffled to remove any non-stationarity). This reshuffling procedure generates time series that are stationary by construction and yet preserve the original probability distributions of daily rainfall amounts and of the number of events/year. A sub-sample of length s years is then extracted from the re-shuffled time series and used to fit the MEV and GEV distributions. We experimented with many different and widely used methods to fit the GEV distribution both in the block-maxima and POT approaches. Our main comparisons use the L-moment method (*Hosking*, 1990) to estimate the GEV distribution parameters, which yielded the lowest overall estimation uncertainty. The resulting distributions from both the MEV and GEV approaches are then used to estimate quantiles, $\hat{x}(Tr, s)$, for fixed values of the return period Tr ranging from 10 to 150 years. The estimated quantiles are compared with the corresponding empirical values $x_{obs}(Tr, s)$, used as a reference and obtained from the portion of the time series not used to fit the distributions. By doing so, we evaluate GEV and MEV performance on a set of observations independent from that used for calibration. Additionally, this setup addresses the most relevant question of how well these methods can capture yet unobserved extremes. A relative estimation error for each reshuffled series is defined as $\varepsilon(Tr, s) = (\hat{x} - x_{obs})/x_{obs}$, and a relative Root Mean Square Error $\rho(Tr, s)$ is computed over a set of $n_r = 100$ reshuffled realizations, and then averaged over all the available datasets. This error metric is used as a benchmark for the performance of the MEV and GEV distributions across the different rainfall regimes represented in the dataset. The ratio, ρ_{MEV}/ρ_{GEV} , of the values of $\rho(Tr, s)$ obtained from the MEV distribution to those obtained from the GEV distribution (Fig. 1) provides an immediate comparison of performance. The MEV approach on average outperforms the GEV distribution when extrapolating to return periods exceeding the length of the observational time series used to fit the distributions. For the larger return periods, often of greatest practical interest, the average MEV error is of the order of 50-60% the average GEV estimation error. The analysis of the estimation errors as a function of the dimensionless number Tr/s clarifies this notion (Fig. 2). In absolute terms, the average Root Mean Square Error for MEV and $Tr/s = 5$ is approximately 20% (Fig. 2A). The average of ρ_{MEV}/ρ_{GEV} over discrete intervals of Tr/s values clearly indicates that the MEV error tends to be smaller than the GEV error when Tr is greater than the sample size, attaining a 50% improvement for Tr/s indicatively larger than 5 (Fig. 2B).

4 DISCUSSION AND CONCLUSIONS

The MEV approach presents remarkable conceptual advantages with respect to traditional methods rooted in the EVT. It removes any asymptotic hypothesis and hence does not require that a sufficiently large number of events/year takes place. The hypothesis of a Poisson occurrence of events is also removed in the MEV approach, which does not introduce specific hypotheses as for the occurrence process. The MEV approach recognizes that annual maxima do not necessarily come just from the tail of the underlying parent distribution, a known limitation of the classical EVT (Veneziano & al, 2009). The classical EVT finds, in the widely applicable case in which the distribution of event magnitudes has no upper bound, that $H(x)$ can be either 1) a double-exponential Gumbel distribution, generated by a thin-tailed (asymptotically exponential) $F(x)$, or 2) a Frechet distribution, generated by a fat-tailed (asymptotically power-law) $F(x)$ (Koutsoyiannis, 2004). Hence, power-law-tailed distributions of ordinary events tend to give rise to longer tails in the distribution of extremes, thereby generating larger quantiles than their exponentially-tailed counterparts. The contrasting behaviour of power law vs. exponential tails also arises in the non-asymptotic context of the MEV-Weibull formulation. Laherrere & Sornette (1998) note that the Weibull distribution exhibits an intermediate tail behaviour between the exponential ($w = 1$) and the power law. Hence, as the Weibull parameter departs from $w = 1$ the MEV formulation produces progressively heavier tails. Furthermore, it is known that the combination of exponential distributions with different decay parameters in a metastatistical framework can lead to distributions with power-law tails (Beck & Cohen, 2003). We thus conclude that the MEV-Weibull formulation, though based on stretched-exponential distributions, can reproduce thin- as well as fat-tailed extreme value distributions such that this important dichotomy is not lost.

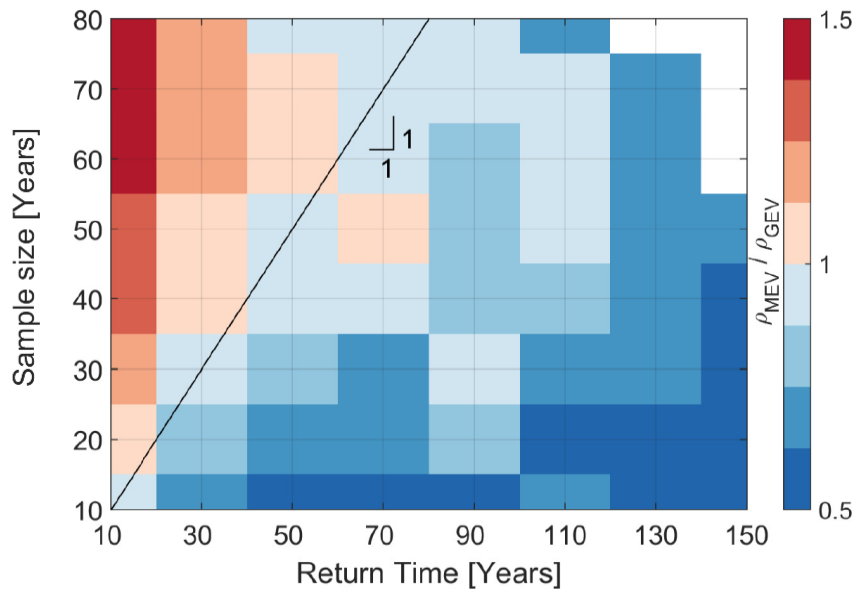


Figure 1. Ratio, ρ_{MEV} / ρ_{GEV} , of the Root Mean Square Errors of quantile estimates from the MEV-Weibull and GEV-LMOM approaches as a function of return period and size of the sample. Individual ρ_{MEV} / ρ_{GEV} values from each site are pooled together and averaged over rectangular tiles on an uniform grid ($\Delta Tr = 10$ years, $\Delta s = 20$ years). The bisector corresponding to $Tr/s = 1$ is reported as reference. The MEV distribution outperforms the GEV distributions in the blue area. No data are available for the white cells.

Our analyses of extremes in several ultra-centennial daily rainfall records show that the MEV approach outperforms traditional GEV methods when the return period of interest is longer than the length of the observational time series available. The GEV distribution appears to provide accurate descriptions of the specific samples used to fit it, as shown by the high goodness of fit obtained when the performance is evaluated on the same data used for its calibration (not shown here for brevity). In other words, our results indicate that, while the GEV distribution fits well the specific statistical properties of a sample, it fails to generalize and capture the underlying statistical properties of the population. The MEV approach, on the contrary, uses information from the bulk of the distribution of ordinary values, and more effectively captures the characters of the population of extremes, such that the estimated high quantiles are less sensitive to the specific sample used for fitting (e.g. in relation to the possible presence of maxima characterized by return periods which are much larger than the length of the calibration data set). In conclusion, we argue that the

MEV distribution should be the approach of choice, with respect to the traditional GEV methods, especially when small samples are available and high quantiles need to be estimated.

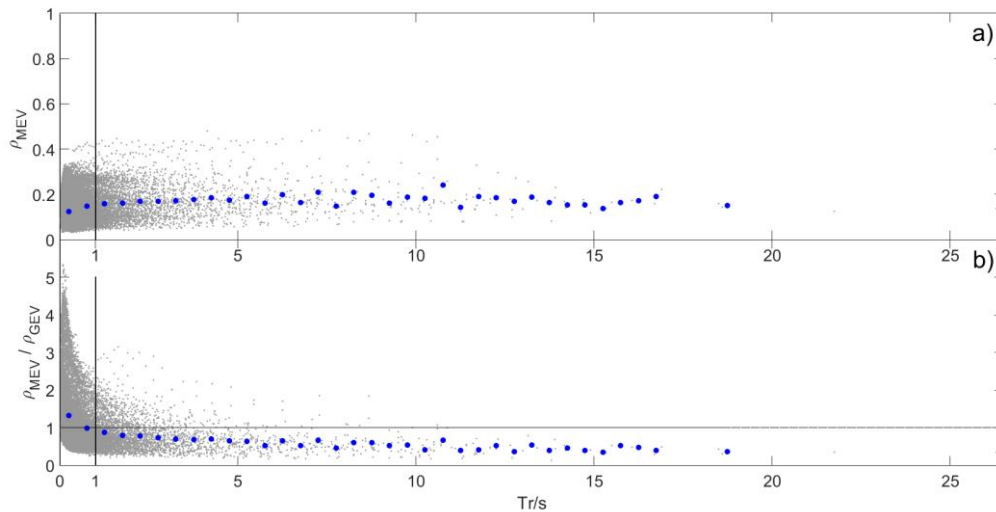


Figure 2. Mean square relative estimation error for the MEV approach (ρ_{MEV} , a), and ρ_{MEV} / ρ_{GEV} (b), as a function of the return period to sample size ratio. The vertical line marks the value $Tr/s = 1$. Grey dots indicate individual estimates/empirical frequencies comparisons. Blue circles indicate averages over intervals of Tr/s . The ratio of the MEV to the GEV errors is mostly well below unity when the return period exceeds the sample size (black horizontal line), and approximately tends to $\rho_{MEV} / \rho_{GEV} = 0.5$.

REFERENCES

- Coles S., An Introduction to Statistical Modeling of Extreme Values, Springer Ser. in Stat., Springer, London, 2001.
- Gumbel, E.J Statistics of Extremes, Columbia University Press, New York, 1958.
- Koutsoyiannis, D. Statistics of extreme and estimation of extreme rainfall: I. theoretical investigation, Hydrological Sciences Journal, 49(4), 381-404, 2004.
- Von Mises, R. La distribution de la plus grande de n valeurs, Rev. math. Union interbalcanique, 1, 1936.
- Gnedenko, B. Sur La Distribution Limite Du Terme Maximum D'Une Serie Aleatoire, The Annals of Mathematics, 44(3), 423-453, 1943.
- Pickands, III J. Statistical Inference using extreme order statistics, Ann. Stat., 3(1), 119-131, 1975.
- Davison, A.C., & Smith, R.L. Model for exceedances over high thresholds (with discussion), Journal of the Royal Statistical Society, B 52, 393-442, 1990.
- Beck, C. & Cohen, E.G.D. Superstatistics, Physica A, 322, 267-275, 2003.
- Wilson, P.S., & Tuomi, R. A fundamental probability distribution for heavy rainfall, Geophys. Res. Lett., 32(14), 1-4, 2005.
- Laherrere, J. & Sornette, D. Stretched exponential distributions in nature and economy: 'fat tails' with characteristic scales, Eur. Phys. J., 37, B 2, 525-539, 1998.
- Marani, M., Zanetti, S. Long term oscillations in rainfall extremes in a 268-year daily time series, Water Resour. Res., 51, 6396-47, 2015.
- Marani, M. & Ignaccolo, M. A Metastatistical approach to Rainfall Extremes, Advances in Water Resources, 2015.
- Veneziano, D., Langousis A. & Lepore C. New Asymptotic and Preasymptotic results on rainfall maxima from multifractal theory, Water Resour. Res., 45, W11421, 2009.
- Greenwood, J., Landwehr J. & Matalas, N. Probability Weighted Moments: Definition and elation to parameters of several distributions expressible in inverse form, Water Resour. Res., 15, 1049-1054, 1979.
- Hosking, J.R.M. L-Moments: Analysis and estimation of distributions using linear combination of order statistics, J.R. Stat. Soc. Ser. B, 52(1), 105-124, 1990.

INDEPENDENCE IS NOT A NECESSARY CONDITION FOR THE CLASSICAL EQUATION OF RETURN PERIOD

Elena Volpi¹, Aldo Fiori¹, Salvatore Grimaldi², Federico Lombardo¹ & Demetris Koutsoyiannis³

(1) Dipartimento di Ingegneria, Università Roma Tre, Roma - Italia; (2) Dipartimento DIBAF, Università della Tuscia, Viterbo - Italia; (3) Department of Water Resources and Environmental Engineering, National Technical University of Athens – Greece.

KEY POINTS

- We investigate the properties of return period for processes correlated in time (e.g. discharge and rainfall), by using the different definitions available in literature
- We demonstrate that, for stationary processes, the independence condition is not necessary in order to apply the classical equation of return period (i.e., the inverse of exceedance probability)
- However, in the context of time-dependent processes the return period might not represent an exhaustive measure of the probability of structure or system failure

1 INTRODUCTION

The concept of return period (Fuller, 1914) is widely applied in the hydrologic and hydraulic literature to give an indication on critical event rareness, such as flood events. This concept gains its popularity, especially in engineering practice for design and risk assessment, due to its ease of use and understanding (Gumbel, 1958). However, return period relies on some basic assumptions that should be satisfied for its correct application: events arise from a stationary distribution and are independent of one another (e.g., Kottegodda & Rosso, 1997). The purpose of this work is to investigate the properties of return period when the independence condition is omitted by considering the available definitions of return periods (see, e.g., Fernandez & Salas, 1999; Douglas, 2002). The motivations of this work are that dependence has been recognized to be the rule rather than the exception (e.g. Hurst, 1951; Mandelbrot, 1968), while non-stationarity may be confused with dependence in time (e.g. Montanari & Koutsoyiannis, 2014).

Let Z_t be a continuous and stationary stochastic process observed with constant time interval $\Delta\tau$ in discrete time t ; t is defined here as the discrete time with respect to the current time step that is $t = 0$. A denotes a critical event exceeding a threshold value z , which may determine the failure of a structure or system, $A = \{Z > z\}$; p is the probability of $B = \{Z \leq z\}$, hence $\Pr A = \Pr\{Z > z\} = 1 - p$. The return period T can be defined as the mean of (i) the interval required to the first occurrence of the event A (waiting time, W) or (ii) the interval between any two successive occurrences of the event A (interarrival time, N), as depicted in figure 1. The difference between the two definitions builds on the last occurrence of the critical event A . Definition (i) assumes that an event A occurred in the past (at $t < 0$); the time since the last event to $t = 0$ is defined as *elapsed time*, t_e and it could be either deterministically known or unknown. Conversely, definition (ii) relies on the assumption that A has just occurred, at $t = 0$. Hence, the two definition coincide if $t_e = 0$.

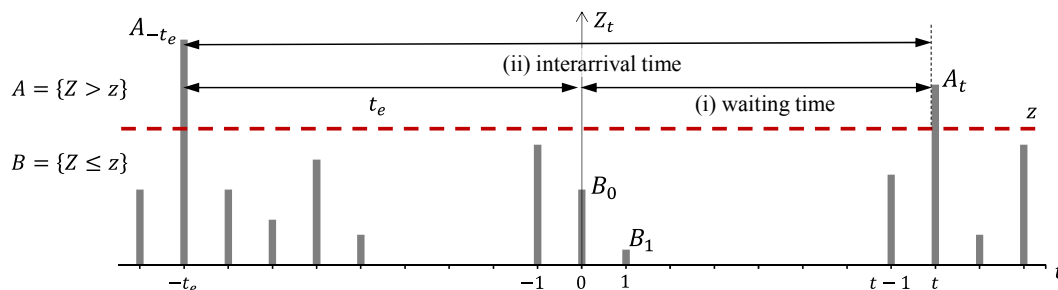


Figure 1. Sketch of the stochastic process Z_t in discrete time t : identification of the events A and B as positive and negative excursions of the process above/below the threshold z .

The return period is the average of the probability mass function (pmf) $f_x(t)$, where x is the waiting time (definition i) or the interarrival time (definition ii). The probability of failure $R(L)$, which measures the probability that the event A occurs at least once over a specified period of time, the design life L of a system

or structure, is nothing else than the distribution function $F_x(t)$ computed at $t = L$, i.e. $R(L) = F_x(L)$. If we assume that t_e is unknown, the probability mass function of the waiting time (W) is given by the probability of the sequence of events, as depicted in figure 1, $f_W(t) = \Pr(B_0, B_1, B_2, \dots, B_{t-1}, A_t)$ (e.g., *Fernandez & Salas*, 1999). Instead, if t_e is deterministically known, the pmf of the waiting time conditioned on the last realization of the event A ($W|t_e$) is given by $f_{W|t_e}(t) = \Pr(B_0, B_1, B_2, \dots, B_{t-1}, A_t | A_{t_e}, B_{t_e+1}, \dots, B_0)$. The pmf of the interarrival time (N) can be obtained a special case of the latter one when $t_e = 0$, i.e. $f_N = f_{W|t_e=0}$. The probability distributions of the unconditional (W) and conditional ($W|t_e$) waiting time are generally interrelated (*Volpi et al.*, 2015).

2 INDEPENDENCE AND PERSISTENCE

If Z_t is a purely random process, then the joint probability distribution of the events equals the product of marginal ones, i.e. $\Pr(B_0, B_1, B_2, \dots, B_{t-1}, A_t) = \Pr B_0 \Pr B_1 \dots \Pr A_t$. Therefore, the same geometric distribution holds true for all cases: $f_W = f_{W|t_e} = f_N = f$, where $f = p^{t-1}(1-p)$, thanks to the stationarity assumption (e.g., $\Pr A_1 = \Pr A_t = 1-p$). It follows that $T_W = T_{W|t_e} = T_N = T$, where T is given by the classical formula

$$\frac{T}{\Delta\tau} = \frac{1}{1-p} \quad (1)$$

while the probability of failure is expressed as $R(L) = 1 - p^L$.

Although independence of Z_t is usually invoked for (1), it is possible to show that the mean interarrival time T_N is equal to (1) also in case of processes correlated in time (*Volpi et al.*, 2015). Conversely, the return periods T_W and $T_{W|t_e}$ do account for the temporal correlation of Z_t . Even though the dependence structure of the process Z_t does not affect the expected value of N , T_N , this is not the case with its pmf f_N . This implies that the probability of failure $R(L)$ is affected by the time-dependence structure of the process.

3 ILLUSTRATIVE EXAMPLES

We examine here the pmfs of the waiting times W and $W|t_e$ and the interarrival time N , as well as their mean values (T_W , $T_{W|t_e}$, and T_N), as functions of the temporal correlation of the process, by making use of some illustrative examples based on Gaussian and non-Gaussian Markov chains or an AR(1) process.

We first consider a stochastic process Z_t which is based on a Markov chain (as in *Lloyd*, 1970) and denoted in the following as two state Markov-dependent process (2Mp); it is ruled by the joint probability between Z_t and Z_{t+1} (for any t). We assume that Z_t is a standard Gaussian process, where the bivariate Gaussian distribution is expressed in terms of the lag-1 autocorrelation coefficient ρ of the parent process. We consider only persistent processes, i.e. $\rho > 0$, as it is commonly the case in hydrology (e.g., rainfall and discharge). Figure 2a illustrates T_W and T_N as functions of the independent return period T for several values of ρ .

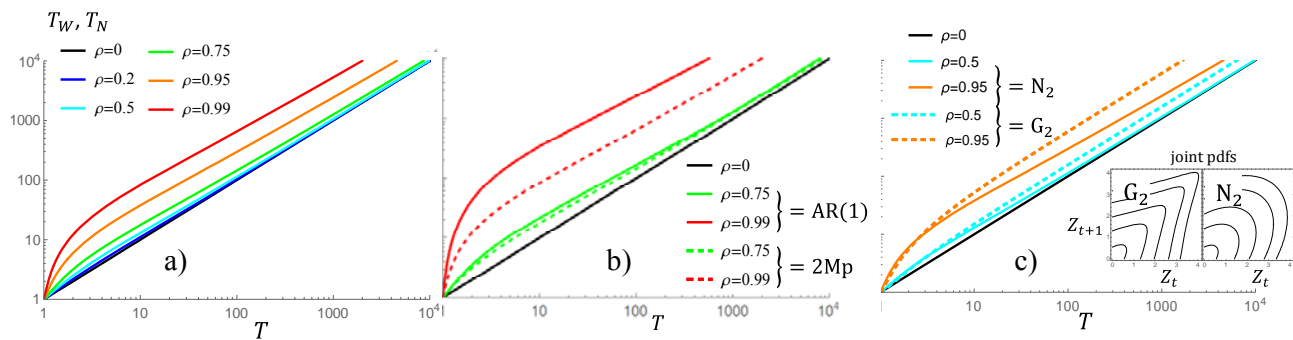


Figure 2. T_W and T_N as function of T for several values of ρ for (a) 2MP ruled by a bivariate Gaussian (N_2), (b) AR(1) and (c) 2Mp ruled by a bivariate Gumbel (G_2) distribution. Note that $T_N = T$ for every ρ , while $T_W = T_N = T$ for $\rho = 0$ (black line).

T_N equals T (being independent of ρ), while T_W increases with ρ ; further, T_W is always greater than the mean interarrival time T_N , that represents a lower bound. The behavior of T_W for the 2Mp Gaussian process is compared in figure 2b (for $\rho = 0.75, 0.99$) with that of a first-order autoregressive process, AR(1), which is in general more correlated. We can expect larger differences for even more persistent processes, i.e., processes characterized by a longer range persistence with respect to the AR(1). For very large values of T (i.e., high values of the threshold z), T_W tends to the independent limit T , in both the Gaussian 2Mp and AR(1) cases. This is a consequence of the Gaussian assumption, which implies that the correlation between the events A is negligible to null for very high threshold values, since the Gaussian process is asymptotic independent. Indeed, if we assume the 2Mp process is ruled by a bivariate Gumbel distribution (which is asymptotic dependent) the difference between the correlated and independent case persists for high values of T (figure 2b).

We now analyze the behavior of the cumulative probability functions of both the waiting, F_W and interarrival time, F_N for the first-order autoregressive process AR(1) (figure 3). Although $T_N = T$ for any ρ , the probability function F_N (as well as F_W) can be significantly influenced by the correlation structure of the Z_t process. The broadness of both distributions increases with ρ , as also indicated by the increase of their variance and skewness (not shown). Figure 3a shows that the distribution function F_W computed at T_W (vertical dashed line), which corresponds to the probability of failure in the period $L = T_W$, is almost independent of ρ taking approximately the value 0.63 (as in the independent case for high values of p). On the other hand, F_N changes dramatically when increasing the temporal correlation ρ , thus resulting in very high values of the probability of failure for the same T_N , even for small time intervals t (Figure 3b). In other words, the probability that the threshold z is exceeded in the period T_N can be much larger than in the independent case.

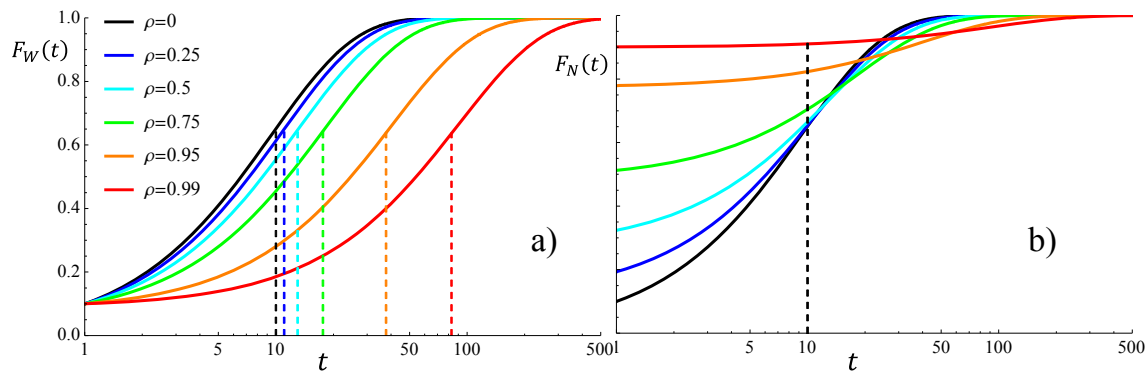


Figure 3. (a) F_W and (b) F_N as function of t for several values of ρ for the AR(1) process, when $p = 0.9$ ($T = 10$). The vertical dashed lines indicate the averages of the distributions, i.e. the return period values.

4 EQUIVALENT RETURN PERIOD (ERP)

Despite being a standard term in engineering applications (in engineering hydrology in particular), results shown in the previous Section suggest that the concept of return period is not always an adequate measure of the probability of failure in the case of time-dependent processes. Hence, using directly the probability of failure in engineering practice could be a better choice under the latter condition. However, the probability of failure may not be as simple to understand as the return period, which is already an established concept in applications and routinely employed by practitioners. To overcome this problem, we introduce the concept of Equivalent Return Period (ERP). Specifically, its aim is to retain the relative simplicity of the return period concept and extend it to temporally correlated hydrological variables.

For correlated processes, ERP is defined to be the period that would lead to the same probability of failure pertaining to a given return period T in the framework of classical statistics (independent case), as shown in figure 4a. ERP resembles the classical definition of return period in the case of independence ($\rho = 0$), thus preserving its simplicity and strength in indicating the event rareness; in addition, it is able to control

the probability of failure under the time-dependence condition ($\rho > 0$). ERP can be defined starting from the concept of the waiting time (W) or interarrival time (N); practitioners should adopt the most appropriate definition according to the circumstances, the task, and the data available. Figure 4b depicts the behavior of ERP based on the interarrival time as function of T , for both the AR(1) (continuous lines) and Gaussian 2Mp processes (dashed lines).

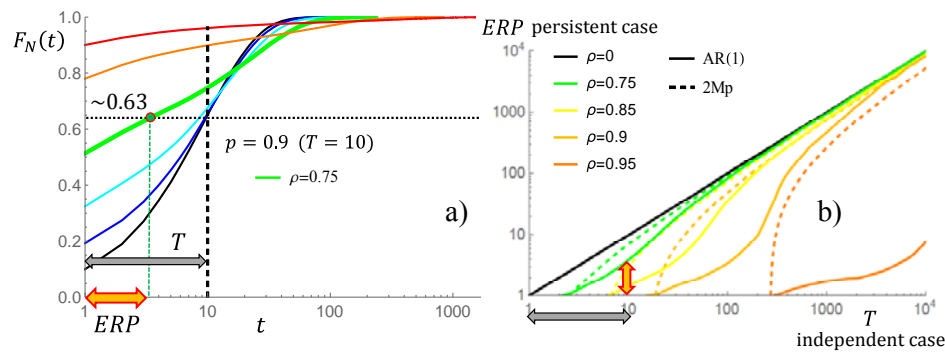


Figure 4. (a) ERP identification based on the interarrival time distribution F_N for $p = 0.9$ ($T = 10$) and $\rho = 0.75$ for the AR(1) process. (b) Behaviour of the ERP as function of the independent return period T , for several values of the correlation coefficient $\rho > 0.5$ and for the Gaussian 2Mp and the AR(1) process.

Figure 4b shows that the values of ERP and T tend to coincide asymptotically; this is especially so for small correlation coefficients. For a given T , the value of ERP is always smaller (sometimes much smaller) than T . The differences are negligible for $\rho < 0.5$ (not shown), but they increase significantly with the correlation coefficient and with the correlation structure of the process, as it is seen when comparing AR(1) to Gaussian 2Mp results. Figure 4b can be used either to determine ERP in risk assessment problems, or to determine the variable z in design problems; in the latter case, we choose ERP and then calculate the design variable z , such that the probability of failure is equal to that we should have in the independent case.

Finally, it is interesting to stress that the differences between the correlated and uncorrelated case are small to negligible when $\rho < 0.5$. Thus, in the examined short-range dependence cases the temporal correlation of the process may be safely disregarded, as far as the return period is concerned. The possible influence of long-range dependence is planned to be studied in the future.

REFERENCES

- Douglas, E. M., R. M. Vogel, & C. N. Kroll. Impact of streamflow persistence on hydrologic design, *J. Hydrol. Eng.*, 2002, 7(3), 220–227.
- Fernandez, B., & J. D. Salas. Return period and risk of hydrologic events. II: Applications, *J. Hydrol. Eng.*, 1999, 4(4), 308–316.
- Fuller, W. Flood flows, *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, 1914, 77, 564–617.
- Gumbel, E. J. The return period of flood flows, *Ann. Math. Stat.*, 1941, 12(2), 163–190.
- Kottegoda, N. T., & R. Rosso. *Probability, Statistics, and Reliability for Civil and Environmental Engineers*, McGraw-Hill, Milan, Italy, 1997.
- Lloyd, E. H. Return periods in the presence of persistence, *J. Hydrol.*, 1970, 10(3), 291–298.
- Mandelbrot, B. B., & J. R. Wallis. Noah, Joseph and operational hydrology, *Water Resour. Res.*, 1968, 4(5), 909–918.
- Montanari, A., & D. Koutsoyiannis. Modeling and mitigating natural hazards: Stationarity is immortal!, *Water Resour. Res.*, 2014, 50, 9748–9756.
- Volpi, E., A. Fiori, S. Grimaldi, F. Lombardo, & D. Koutsoyiannis. One hundred years of return period: Strengths and limitations, *Water Resour. Res.*, 2015, 51, 8570–8585.

ABSOLUTE PERFORMANCE OF DROP SIZE DISTRIBUTION FITTINGS FOR QUANTITATIVE PRECIPITATION ESTIMATION

Elisa Adirosi¹, Elena Volpi², Federico Lombardo² & Luca Baldini¹

(1) Institute of Atmospheric Sciences and Climate, National Research Council of Italy (CNR), Rome, Italy; (2) Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi Roma Tre, Rome, Italy

KEY POINTS

- By maximum likelihood method, we fit lognormal, gamma and Weibull distributions to more than 42.000 1-minute drop-by-drop data collected by 2D video disdrometers in four different climate regions
- The adequacy between the models and the data, has been investigated by the Kolmogorov-Smirnov test, then the relative quality of each model has been evaluated by a specific model selection technique.
- In order to provide some practical implications of the results of our analysis the behavior of different DSD parameters has been analyzed as function of the model that best fit the sample.

1 INTRODUCTION

The rain Drop Size Distribution (DSD) plays an important role in the development of rainfall retrieval algorithms, therefore an accurate characterization and modelling of the DSD can improve the Quantitative Precipitation Estimation (QPE) from remote sensing measurements (such as space-borne and ground based weather radar), that is of fundamental importance in hydrology and climatology.

The DSD is defined as the number of drops per unit volume of air and per unit of drop diameter interval. DSD measurements exhibit a high variability both in space and time mainly due to climatological and physical factors, but instrumental factors also add variability to measurements (Marzuki *et al.*, 2012). In the last few decades different DSD parameterizations have been reported and discussed in the literature (Adirosi *et al.*, 2015 and reference therein) and the distributions most commonly adopted are the gamma, lognormal and Weibull. Recently, more complex DSD models were proposed in order to achieve a better fit of the natural DSD variability (Ekerete *et al.*, 2015 and Cugerone and De Michele, 2015). However, only distributions with three parameters have been considered because, in the practice, more than three parameters are hardly retrievable from the limited number of independent measurements usually available from remote sensing sensors (Williams *et al.*, 2014).

In this study we performed a statistical analysis of disdrometer-measured drop size spectra with the aim of evaluating the absolute performance of the three distributions mentioned above. Furthermore, the analysis is performed taking into account explicitly the role of the relationship between drop terminal velocity and diameter.

The dataset analyzed consists of thousands of 1-minute disdrometer data collected by NASA 2D video disdrometer (2DVD) deployed by four pre-launch field campaigns of Ground Validation program of NASA/JAXA Global Precipitation Measurement in different locations around the globe: the Special Observing Period 1 of Hydrological cycle in the Mediterranean Experiment (HyMeX, Italy), the Midlatitude Continental Convective Clouds (MC3E, Oklahoma), the Iowa Flood Studies (IFloodS, Iowa) and the Integrated Precipitation and Hydrology Experiment (IPHEX, Appalachian Mountains, US). It should be noted the 2DVD provides more accurate and rich information with respect to other types of disdrometers and can measure the diameter of each single hydrometeor that falls through its $10 \times 10 \text{ cm}^2$ sampling area. A common filtering criterion based on measured drop velocity has been used to remove spurious drops (Tokay *et al.*, 2001). The dataset considered in this study is unique in terms of climatic representativeness and quality of data.

2 METHODOLOGY

The DSD can be expressed in a general way as the product of the concentration of the raindrops (n_c in m^{-3}) by the probability distribution (pdf) of the drop size $f_v(D)$ (mm^{-1}), both in the unit volume of air

$$N(D) = n_c f_v(D) \quad (1)$$

where the volume of air is $V = \Delta t A v(D)$, where Δt is the sampling time interval (i.e. 60 seconds), A is the 2DVD sampling area and $v(D)$ is the drop terminal fall velocity. The theoretical fall velocity-drop size relation of *Atlas et al.* (1973) is adopted here. We assume that $f_v(D)$ can be represented mathematically by the lognormal, gamma and Weibull distribution, and estimate the model parameters through the maximum likelihood method (*Haddad et al.*, 1996), namely maximizing the following likelihood function:

$$L(\beta, \gamma) = \prod_{i=1}^M [p(D_i; \beta, \lambda)]^{N_i} \quad (2)$$

where N_i is the drop size distribution computed drop-by-drop, i.e. the inverse of the volume of air (V) as defined above, M is the number of detected drops, and β and γ are the scale and shape parameters respectively of the model p .

The variability of the raindrop size can be also expressed as the product of M and the pdf of drop diameter at ground, $f(D)$ (mm^{-1}) (*Ignaccolo and De Michele*, 2014), where the latter is linked to the $f_v(D)$. In hydro-meteorology, the use of $f_v(D)$ prevails, therefore we focus on the fitting of $f_v(D)$; however, in order to investigate the influence of the terminal fall velocity on the results, we also performed the fitting of $f(D)$ by maximizing the classical likelihood function:

$$L(\beta, \gamma) = \prod_{i=1}^M [p(D_i; \beta, \lambda)] \quad (3)$$

Once the parameters of the theoretical distributions are estimated, we test the model assumption through the Kolmogorov-Smirnov (KS) test. The KS statistic (D_M) is defined as $D_M = \max_i |P(D_i) - \hat{F}(D_i)|$, where, in the case of the $f_v(D)$ fitting, the empirical cumulative distribution function (cdf), $\hat{F}(D_i)$, is given by

$$\hat{F}(D_i) = \frac{1}{\sum_{z=1}^M 1/v(D_z)} \sum_{j=1}^i \frac{1}{v(D_j)} \quad (4)$$

while, in the case of the $f(D)$ fitting, the cdf is computed using the common Weibull plotting position formula. For a given 1-minute sample, the KS test does not reject the null hypothesis if D_M is less than a critical value that has been computed through Monte Carlo simulations considering a significance level $\alpha = 0.01$. Then, for each empirical sample, we select the best model among the distributions that pass the KS test as the model that has the maximum likelihood value.

3 RESULTS

The results of our analysis show that the gamma, lognormal and Weibull distributions are not adequate to model all the distributions of drop diameter in the unit volume of air (namely $f_v(D)$); the KS rejection rates are shown in Table 1. Similar results have been obtained fitting the probability distribution of diameter at ground (not shown). For the $f_v(D)$ fitting, ranking the models according to the values of their likelihood we obtained that the gamma distribution is the one that best represents the natural variability of the drop size spectra, but there is a number of samples that are best fitted by a heavy-tailed distribution (column 2 of Table2).

	gamma dist.	lognormal dist.	Weibull dist.
HyMeX	22.71	18.71	14.50
MC3E	26.15	21.09	17.83
IFloodS	16.28	11.15	14.10
IPHEX	23.34	17.67	17.73

Table 1. Percentage of 1-minute drop sample that a distribution (gamma, lognormal or Weibull) is not rejected by the KS test.

	gamma dist.	lognormal dist.	Weibull dist.	none
HyMeX	15.8	10.7	7.3	66.2
MC3E	16.7	12.7	8.6	62.0
IFloodS	11.5	5.3	8.6	74.6
IPHEX	16.0	8.0	11.1	64.9

Table 2. Percentage of samples for which a model is selected according to the likelihood criterion. The last column shows the percentage of samples that cannot be modelled by any of the considered distributions, according to the KS test.

For a number of samples (about 5%) all the tested distributions pass the KS test. For each sample the best model is selected based on the likelihood criterion, but we also evaluate the behavior of the candidate distribution in terms of other statistics, specifically the minimum absolute difference between the sample and theoretical L-moments with order ranging from two to four (ℓ_{2-4}).

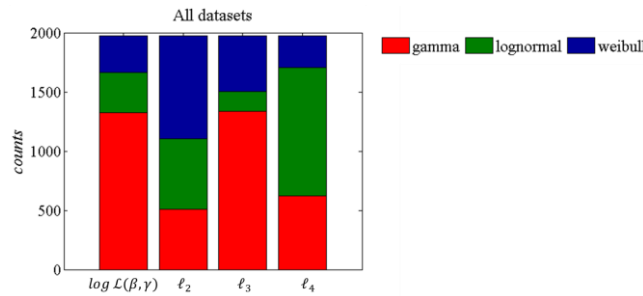


Figure 1. Considering only the samples that can be represented by all the three selected distributions according to the KS test, the colors depict the number of samples for which the gamma (red), lognormal (green) or Weibull (blue) distribution has the maximum values of log-likelihood (first column) or the minimum absolute difference between the sample and theoretical L-moments, ℓ_2 (second column), ℓ_3 (third column), and ℓ_4 (fourth column).

L-moments have been computed as linear combination of the probability weighted moments b_k . The theoretical b_k can be computed as (Hosking, 1990)

$$b_k = \int D f_v(D) [F(D)]^k dD \quad (5)$$

where $f_v(D)$ and $F(D)$ are the pdf and cdf, respectively, that are easily obtained knowing the model parameters retrieved maximizing eq. (2). While the sample b_k have been obtained as

$$\hat{b}_k = \sum_{i=1}^M D_i \hat{f}(D_i) [\hat{F}(D_i)]^k \quad (6)$$

where $\hat{F}(D_i)$ is given by eq. (4) and the corresponding pdf is $\hat{f}(D_i) = [1/v(D_i)] / \sum_{z=1}^M 1/v(D_z)$.

Considering only the samples that can be represented by the three theoretical distributions, Figure 1 shows with different colors the number of times the gamma, lognormal and Weibull distributions are the best model following the different selection criteria explained above. Results summarized in Figure 1 suggest that the selection criterion might influence the choice of the best distribution. Specifically, the lognormal distribution could be selected as the best one if we look at the performance of the model in terms of the higher order moment (compare Adirosi et al. 2015).

On the other hand, for ~65% of the drop spectra the KS test rejects all the selected models (last column of Table 2). This high rejection rate can be justified by the large sample size (M). In fact, if we look at the percentage of samples for which none of the distributions passes the KS test (Table 3), it is ~40% for small sample sizes, while it tends to 100% when increasing M. The clear identification of the reasons for this behavior and the analysis of alternative 2-parameter models is out the scope of this analysis, however it is a relevant issue that deserves further investigations.

	HyMeX	MC3E	IFloodS	IPHEX
$M \leq 200$	39.56	41.90	52.01	39.51
$200 < M \leq 500$	61.42	59.76	69.23	56.12
$500 < M \leq 1000$	89.76	85.85	90.96	83.75
$1000 < M \leq 2500$	97.97	98.64	98.96	98.23
$M > 2500$	100.00	100.00	100.00	100.00

Table 3. Percentage of samples that cannot be represented by any of the three models analyzed in this study, for each dataset and for different sample sizes (M).

Finally, we search for the conditions that lead a given model to overcome the others. The latter is a challenging issue that can be extremely helpful in the development of precipitation retrieval algorithms for remote sensing measurements. To achieve this goal, we analyzed the following DSD parameters: maximum drop diameter (D_{max}), total number of detected drops (M), rain rate (R) and raindrop mass spectrum mean diameter (D_{mass}). The pdfs of these variables are plotted in Figure 2 for the drop spectra best fitted by gamma, lognormal and Weibull distribution (only the results of the HyMeX dataset collected in Italy are shown for brevity) and for the drop spectra that cannot be represented by any of the tested distributions.

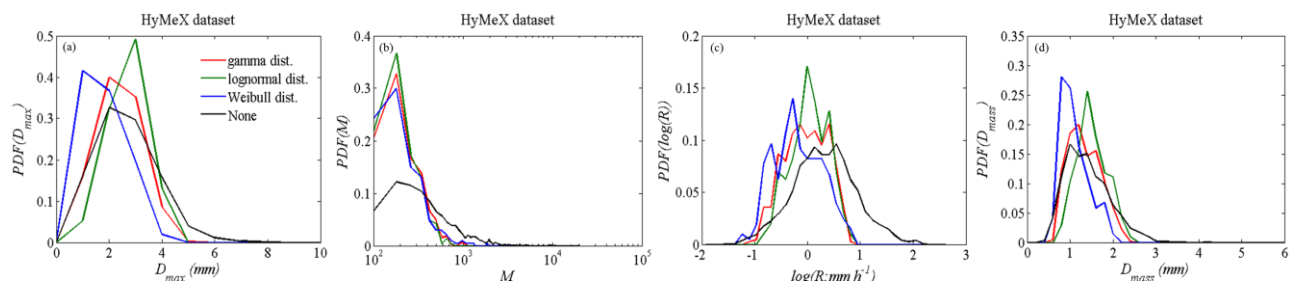


Figure 2. pdfs of D_{max} , M , R , D_{mass} in a given minute for the minutes best fitted by the gamma (red lines), the lognormal (green lines) and the Weibull distribution (blue lines) or by any of the tested distributions (black lines)

The considered variables, in particular D_{max} , and D_{mass} , shown a dependence on the selected best model. In particular, the lognormal distribution (a heavy-tailed distribution) best represents those disdrometer samples which are characterized by high values of D_{max} , R , and D_{mass} ; while the opposite is valid for the Weibull distribution (a light-tailed distribution). Finally, Figure 2b clearly shows the effect of the sample size (M) on the KS test results.

REFERENCES

- Adirosi, E., Baldini, L., Lombardo, F., Russo, F., Napolitano, F., Volpi, E. & Tokay, A. Comparison of different fittings of drop spectra for rainfall retrievals. *Advances in Water Resources*, 2015, 83, 55-67.
- Atlas, D., Srivastava, R. C. & Sekhon, R. S. Doppler radar characteristics of precipitation at vertical incidence. *Reviews of Geophysics*, 1973, 11, 1-35.
- Cugeron, K. & De Michele, C. Johnson SB as general functional form for raindrop size distribution. *Water Resources Research*, 2015, 51, 6276-6289.
- Ekerete, K. u.-M. E., Hunt, F. H., Jeffery, J. L. & Otung, I. E. Modeling rainfall drop size distribution in southern England using a Gaussian Mixture Model, *Radio Sciences*, 2015, 50, 1-10.
- Haddad, Z. S., Durden, S. L. & Im, E. Parameterizing the Raindrop Size Distribution. *Journal of Applied Meteorology*, 1996, 35, 3-13.
- Hosking, J. R. M.. L-moments: Analysis and Estimation of Distributions Using Linear Combinations of Order Statistics. *Journal of the Royal Statistical Society. Series B (Methodological)*, 1990, 52, 105-124.
- Ignaccolo, M. & De Michele, C. Phase space parameterization of rain: the inadequacy of gamma distribution. *Journal of Applied Meteorology and Climatology*, 2014, 53, 548-562.
- Marzuki, M., Randeu, W. L., Kozu, T., Shimomai, T., Schönhuber, M. & Hashiguchi, H. Estimation of raindrop size distribution parameters by maximum likelihood and L-moment methods: Effect of discretization. *Atmospheric Research*, 2012, 112, 1-11.
- Tokay, A., Kruger, A., & Krajewski, W. F. Comparison of drop-size distribution measurements by impact and optical disdrometers. *Journal of Applied Meteorology*, 2001, 40, 2083-2097.
- Williams, C. R., Brangi, V. N., Carey, L. D., Chandrasekar, V., Gatlin, P. N., Haddad, Z. S., et al. Describing the Shape of Raindrop Size Distributions Using Uncorrelated Raindrop Mass Spectrum Parameters. *Journal of Applied Meteorology and Climatology*, 2014, 53, 1282-1296.

A NON-HOMOGENEOUS MARKOV MODEL TO ASSESS THE EFFECTS OF CLIMATE VARIABILITY ON THE PRECIPITATION REGIME OF A MEDITERRANEAN COASTAL REGION

Francesco Cioffi¹, Federico Conticello¹, Upmanu Lall², Lucia Marotta³ & Vito Telesca³

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile Edile Ambientale, Università di Roma 'La Sapienza', Roma, Italia. e-mail: francesco.cioffi@uniroma1.it, f.conticello@live.it ;

(2) Department of Earth & Environmental Eng., Columbia University, MC 4711, New York, NY. e-mail: ula2@columbia.edu;

(3) Scuola di Ingegneria, Università della Basilicata, Potenza, Italia. e-mail: lucia.marotta.87@gmail.com, vito.telesca@unibas.it.

KEY POINTS:

Stochastic daily rainfall downscaling model to assess changes on the long run of seasonal and Extreme rainfall as driven by changes in large scale atmospheric circulation feature.

Rainfall seasonality, directly linked to the temporal variation of global atmospheric variables (exogenous predictors), is accurately simulated.

The model simulates realistically the rainfall extremes and local-scale rainfall seasonal variability useful in assessing vulnerability and resilience of coastal regions to climate change.

1 INTRODUCTION

In the context of climate change and variability, there is considerable interest in how large scale climate indicators influence regional precipitation occurrence and its seasonality (Giorgi & Lionello, 2008). Seasonal and longer climate projections from coupled ocean-atmosphere models need to be downscaled to regional levels for hydrologic applications, and the identification of appropriate state variables from such models that can best inform this process is also of direct interest (Dibike *et al.*, 2008; (Hewitson & Crane, 1996; Wilby *et al.*, 2004; Fowler *et al.*, 2007).

Here, a Non-Homogeneous Hidden Markov Model (NHMM) for downscaling daily rainfall is developed for the Agro-Pontino Plain, a coastal reclamation region very vulnerable to changes of hydrological cycle (Fowler *et al.*, 2007; Wilby *et al.*, 2004; Robertson *et al.*, 2004, Cioffi *et al.*, 2015). The NHMM, through a set of atmospheric predictors, provides the link between large scale meteo-climate features and local rainfall patterns. Atmospheric data from the NCEP/NCAR (Kalnay *et al.*, 1996) archive and 56-years record (1950-2005) of daily rainfall measurements from 7 stations in Agro-Pontino-plain are used.

A number of validation tests are carried out, in order to: 1) identify the best set of atmospheric predictors to model local rainfall; 2) evaluate the model performance to capture realistically relevant rainfall attributes as the inter-annual and pluriannual variability, as well as, average and extreme rainfall patterns. Validation tests show that the best set of atmospheric predictors are the following: Mean Sea Level Pressure, temperature at 1000 hPa, Meridional and Zonal Wind at 850 hPa and Precipitable Water, from 20°N to 80°N of latitude and from 80°W to 60°E of longitude. Furthermore, the validation tests show that the rainfall attributes are simulated realistically and accurately.

The evaluation of the capability of the NHMM to be used as a forecasting tool to quantify changes of rainfall patterns forced by alteration of atmospheric circulation under climate change and variability scenarios is in progress.

More details on the dataset and methods are given in section 2; then in section 3 the application of the procedure to the Agro-Pontino plain is explained, in section 4 the discussion of results and in section 5 the conclusions are presented.

2 DATA AND METHODS

2.1 Daily local precipitation data

In this study, 56-years records (1951-2004) of daily rainfall at seven stations in Agro-Pontino Plain are used. The data are obtained from "Istituto Idrografico e Mareografico di Roma" and "Aeronautica Militare". All the stations cover a coastal area of Central Italy, the Agro-Pontino plain which has typical strategic hydrological feature of Mediterranean region seen as a "hot-spots" in future climate (*Giorgi & Lionello, 2008*).

2.2 Large-scale atmospheric predictors

Fields of global variables representative of atmospheric circulation, within a global climate dataset produced by "the NCEP/NCAR 40-YEAR Reanalysis Project" (*Kalnay et al., 1996*) are used. The NCEP/NCAR reanalysis dataset (1951-2004) is a continually updated gridded data set that represented the state of the Earth's atmosphere, incorporating observations and numerical weather prediction (NWP) model output from 1950 to 2005. From the reanalysis archive, the following atmospheric fields were identified as candidates for NHMM application: Geo-Potential Height, Air Pressure at Mean Sea Level, Temperature, Meridional & Zonal Wind, Precipitable Water, Cloud Area Fraction, Sensible Heat Flux, Vertical wind ("NCEP/NCAR").

2.3 Methods

In this study, both a Hidden Markov Model (HMM) and a Non-homogeneous Hidden Markov Model (NHMM), are used. The HMM, represents a doubly stochastic process, involving an underlying hidden, or not observable, stochastic process, interpreted in the present case as a hidden weather state, that is translated into another stochastic process that yields the sequence of observations (rainfall occurrence and amount at the different rain gauges) (*Rabiner & Juang, 1986*). The observed process (e.g., precipitation occurrence or/and amount at a network of sites) is conditional on the hidden states which evolve according to a first order Markov chain. Transitions from one state to the next have fixed (steady) probabilities that depend only on the current state.

The NHMM is obtained as a generalization of a HMM model, by allowing the transition probabilities between the hidden states to be time-varying, being themselves conditioned by atmospheric predictors varying in time. Thus, NHMMs generalize the class of mixtures of multivariate regression models with concomitant variables to allow for temporal dependence.

3 APPLICATION TO AGRO-PONTINO PLAIN

Since we are interested in investigating possible changes of the hydrological cycle, including seasonality, we directly consider the entire year, rather than an a priori demarcation of seasons. The idea is to identify, directly using the HMM, the seasonal precipitation characteristics which may be related to the temporal sequence of 'hidden states' of atmosphere, subsequently modeled as dependent on appropriate fields of selected atmospheric variables (*Cioffi et al., 2016*).

At first, during training phase, HMM is used to identify the number of Hidden States of daily rainfall by comparing two different metrics quantifying the accuracy of the model: Log-likelihood and Bayesian Information Criteria. The model with highest Log-likelihood and lowest Bayesian Information Criteria is preferred. Furthermore, the probabilities of daily rainfall occurrence and the parameters of PDF of daily rainfall amount, for each state and each rain-gauge, are also calculated.

Then, the temporal sequence of the hidden states of HMM is calculated by the Viterbi algorithm. From this sequence the hidden state occurrence as a function of the year calendar is then calculated, i.e., the probability of a hidden state to occur in a particular period of the year (month, season, etc).

A heuristic procedure is thought for a preliminary identification of candidate NHMM predictors. The procedure consists of calculating the composite anomaly field of each potential atmospheric predictor, i.e. the average anomaly field of the temporal sequence of the variable associated with a given hidden state, as it appears in the Viterbi sequence of HMM. Then, on the basis of physical, meteorological or thermodynamic considerations, evaluate whether this anomaly is consistent with the rainfall statistics that are expressed corresponding to that hidden state. The final rigorous and quantitative verification of the suitability of the selected set of predictors in modeling the local rainfall pattern is performed by the procedure of calibration (1951-1994) and validation (1995-2004) of NHMM. Following the criteria described above, and so, running NHMM with different sets of candidate predictors, whose spatial and temporal fields were reduced to a smaller number of predictors using Principal Component Analysis (PCA), the optimal set of predictors is made up as follows: mean sea level pressure (MSL), Zonal & Meridional wind at 850 hPa (UA-VA), Air temperature at 1000 hPa (T), Precipitable water (P) integrated from 10 to 1000 hPa over a domain ranging of latitude from 20°N to 80°N and of longitude from 80°W to 60°E.

A procedure of validation allows identifying the model that, with best accuracy, simulates **1) seasonality, 2) extremes and 3) trends of significant indices of rainfall** as it is possible to see below in section 4.

Then, after different evaluations regards GCMs & RCMs models, the validated NHMM will be used to predict future rainfall patterns under a comparatively high greenhouse gas emissions scenario (RCP8.5), using predictors from the RCMs (Med – CORDEX 44i) simulations from 1950-2100.

4 RESULTS

By using the previous selected atmospheric variables as predictors in NHMM, the model accuracy in capturing the following rainfall features is proved:

1. Seasonality characteristics of the rainfall conditioned by MSL - T - UA - VA - P (Figure 1a);
2. Extreme frequency and daily amount precipitation (daily amount rainfall exceeding the threshold of 95th percentile) (Figure 1b, 1c);
3. Trends and pluriannual variability in rainfall (Figure 2).

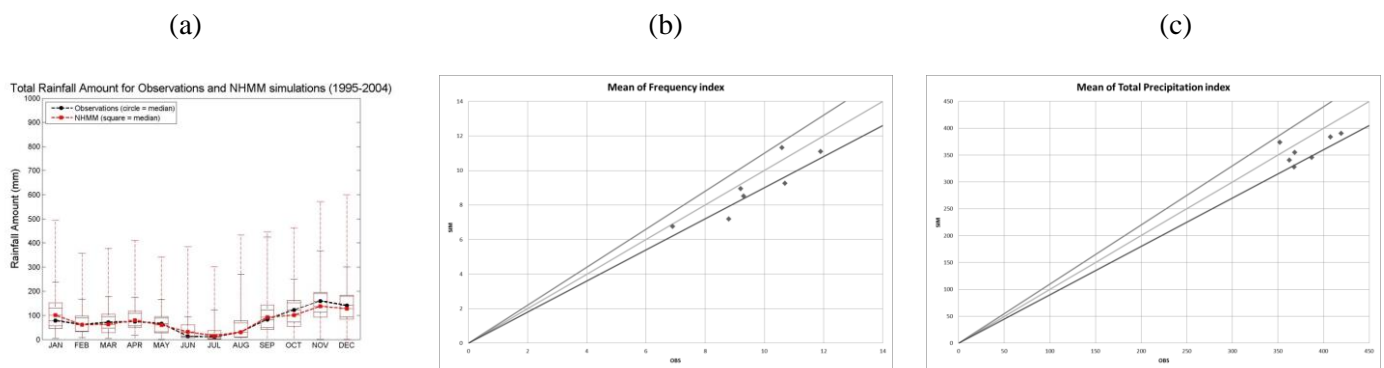


Figure 1. (a) Comparison between monthly median of observed (black) and simulated (red) total rainfall amount in the period 1995-2004. (b) Comparison between Frequency precipitation index simulated (median) and observed for the period 1995-2004 (Points refer to the different stations) It refers to 95th percentile. (c) Comparison between Total precipitation index simulated (median) and observed for the period 1995-2004 (Points refer to the different stations) It refers to 95th percentile.

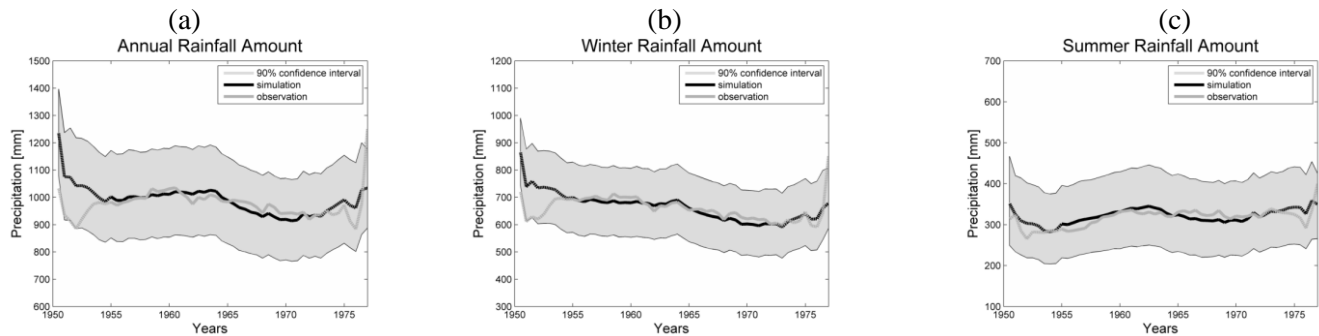


Figure 2. Trend of 20-year moving average of a) Annual rainfall amount b) Winter rainfall amount; c) Summer rainfall amount.

As seen in the Figures above, the results show that model captures realistically most of the previously listed attributes of local rainfall. Specifically, the model simulates interannual variability, as well as, pluriannual rainfall variability of annual, seasonal and monthly rainfall amounts, within an error, as quantified by the coefficient of variation of root mean squared error (CVRMSE), less of 10%. It should be underlined that NHMM has been constructed without any “a priori” definition of the seasons; in fact, the rainfall variability was just thought as a function (through the PCs) of temporal variations of atmospheric predictors. So, the model can be used to predict the frequency and intensity of extreme precipitation which is crucial for risk management.

WORK IN PROGRESS. The NHMM model has shown to be a very powerful diagnostic tool to identify the link between observed local daily rainfall and large scale atmospheric variables. Since the reliability in representing such link the model has the potentiality to be used as predictive tool once the future trends of atmospheric exogenous predictors are known. At the present, the possibility to carry out rainfall future projections under global warming scenarios by RCMs and GCMs outputs are investigated. Until now, a comparative analysis of several GCMs outputs with reanalysis ones, for a common historical period, has shown that the Med – CORDEX 44i provides more accurate results among the available simulations from GCMs and RCMs models. Projections of rainfall regime from 1950 to 2100 in Agro-Pontino plain under a comparatively high greenhouse gas emissions scenario (RCP8.5) are in progress.

REFERENCES

- Bellone, E., Hughes, J. P. & Guttorp, P. A hidden Markov model for downscaling synoptic atmospheric patterns to precipitation amounts. *Climate Research*, 2000.
- Cioffi, F., Conticello, F., Lall, U., Marotta, L., & Telesca, V. Large scale climate and rainfall seasonality in a Mediterranean Area: Insights from a non-homogeneous Markov model applied to the Agro-Pontino plain. Submitted to *Hydrological Processes*, 2015.
- Cioffi, F., Conticello, F., & Lall, U. Projecting changes in Tanzania rainfall for the 21st century. *International Journal of Climatology*, 2016.
- Dibike, Y.B., Gachon, P., St-Hilaire, A., Ouarda, T.B.M.J. & Nguyen, V.T.-V. Uncertainty analysis of statistically downscaled temperature and precipitation regimes in Northern Canada. *Theoretical and Applied Climatology*, 2008.
- Fenech, A. Presentation to the Canadian Association of Geographers – Ontario Division A Validation Against Observations of 24 Global Climate Models over Canada: Which GCMs Model Best, Where? UPEI Climate Lab, 2012.
- Fowler, H. J., Blenkinsop, S. & Tebaldi, C. Linking climate change modelling to impacts studies: Recent advances in downscaling techniques for hydrological modelling, *International Journal of Climatology*, 2007.
- Giorgi, F. & Lionello, P. Climate change projections for the Mediterranean region. *Science direct*, 2008.
- Hewitson, B. C. & Crane, R. G. Consensus between GCM climate change projections with empirical downscaling: precipitation downscaling over South Africa. *International Journal of Climatology*, 2006.
- Hughes, J. P., Guttorp, P. & Charles, S. P. A non-homogeneous hidden Markov model for precipitation occurrence. *Applied Statistics*, 1999.
- Kalnay, E., Kanamitsu, M., Kistler, R., Collins, W., Deaven, D., Gandin, L., Iredell, M., Saha, S., White, G., Woollen, J., Zhu, Y., Chelliah, M., Ebisuzaki, W., Higgins, W., Janowiak, J., Mo, K. C., Ropelewski, C., Wang, J., Leetmaa, A., Reynolds, R., Jenne, R. & Joseph D. The NCEP/NCAR 40-Year Reanalysis Project. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 1996.
- Kirshner, S. Quick Start Manual for the MVN-HMM Toolbox. Donald Bren School of Information and Computer Science University of California, Irvine, 2005.
- Rabiner, L. R., & Juang, B. H. An introduction to hidden Markov models. *IEEE ASSP MAGAZINE*, 1986.
- Robertson, A. W., Kirshner, S. & Smyth, P. Downscaling of daily rainfall occurrence over northeast Brazil using a hidden Markov model. *Journal of Climate*, 2004.
- Wilby, R.L., Charles, S.P., Zorita, E., Timbal, B., Whetton, P. & Mearns, L.O. Guidelines Use of Climate Scenarios Developed from Statistical Downscaling methods, Task Group and Scenario Support for impacts and climate analysis (TGICA), 2004.

THRESHOLD DETECTION FOR THE GENERALIZED PARETO (GP) DISTRIBUTION: CRITICAL REVIEW AND HYDROLOGIC APPLICATION OF REPRESENTATIVE METHODS

Antonios Mamalakis¹, Andreas Langousis¹ & Roberto Deidda²

(1) Department of Civil Engineering - University of Patras, Patras, Greece; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale ed Architettura - Università degli Studi di Cagliari

KEY POINTS

- Critical review of representative methods for GP (generalized Pareto) threshold detection.
- Application to 1714 over-centennial daily rainfall records from the NOAA-NCDC database.
- For daily rainfall, GP threshold estimates range between 2-12 mm/d with a mean value of 6.5 mm/d.

1 INTRODUCTION

One of the most crucial issues in statistical hydrology is that of estimation of extreme rainfall from data. To that extent, based on asymptotic arguments from Extreme Excess (EE) theory, numerous studies have indicated that the Generalized Pareto (GP) distribution is an efficient model to describe rainfall extremes (see e.g. *Martins & Stedinger*, 2001a,b; *Deidda & Puliga*, 2006, 2009; *Deidda*, 2010; *Papalexiou et al.*, 2013, and *Serinaldi & Kilsby*, 2014). Since the GP distribution is the asymptotic distribution for the excesses above sufficiently high thresholds (see e.g. *Balkema & de Haan*, 1974; *Pickands*, 1975; and more recently *Coles*, 2001), its use is also theoretically supported. Yet, because no theoretical threshold value exists above which a GP model is applicable, several types of threshold detection methods, or conservative assumptions (i.e. maintaining less than 5% of the empirical observations), have been applied to determine a threshold u under pre-asymptotic conditions (i.e. from finite samples). Most of the proposed methods can be grouped into four basic categories: a) non-parametric methods that locate the changing point between extreme and non-extreme regions of the data, b) graphical methods where one studies the dependence of the GP parameters (or related metrics) to the threshold level u , c) Goodness of Fit (GoF) metrics that locate the lowest threshold u for which a GP model is applicable, and d) methods based on asymptotic arguments (usually referred to as Hill-assumption based methods).

In this study, we review the most representative approaches from the aforementioned categories, and compare their efficiency when applied to 1714 over-centennial daily rainfall records from the NOAA-NCDC database. In our analysis, we consider as optimum threshold u^* for the GP distribution the lowest threshold value above which a GP model is valid. Under this setting, one can include the maximum number of data points (i.e. reducing the variance of parameter estimates), while ensuring minimal biases in the final results due to possible invalidity of the GP assumption. To the best of our knowledge, this is the first time that a detailed intercomparison study of GP threshold detection methods is presented, followed by an extended application to rainfall records collected worldwide.

2 CONSIDERED METHODS - LIMITATIONS

From each category of methods, we select and compare representative approaches that have been widely used to extract Partial Duration Series (PDS) from data.

As a non parametric method, we review the Gerstengarbe and Werner plot (GW plot) (see e.g. *Gerstengarbe & Werner*, 1989; 1991; *Domonkos & Piotrowicz*, 1998; *Lasch et al.*, 1999 among others). This method is based on the sequential application of the Mann-Kendall test to the series of the adjacent differences of the sorted record. The underlying idea is that the aforementioned series are expected to exhibit an increasing trend as one enters the extreme region of the data and, thus, the lowest point where the trend starts can serve as an estimate for the optimum threshold. However, because for any distribution (except for the uniform) the series of the differences of a sorted sample exhibit a trend from the beginning of the series and not after a specific point, results based on GW plot have no statistical meaning (see *Mamalakis*, 2016,

and Langousis *et al.*, 2016). Thus, we skip application of the method due to its theoretical limitations.

The second method we consider is the Mean Residual Life Plot (MRLP) (see e.g. Davison & Smith, 1990; Lang *et al.*, 1999 and Scarrott & MacDonald, 2012 among others), which is a graphical method based on GP pre-asymptotic properties. In particular, one plots the mean value of the excesses above different threshold levels and searches for the starting point of linear behavior, which corresponds to an estimate of the optimum threshold. Linearity is supported by theoretical arguments: when a GP model is valid, the expected value of the excesses above different threshold levels u increases linearly with u .

In a more statistical setting, Choulakian & Stephens (2001) proposed the "failure-to-reject" method (see also Deidda & Puliga, 2006, 2009 and Serinaldi & Kilsby, 2014) where, based on the sequential application of Crámer-von Mises (W^2) or Anderson-Darling (A^2) GoF statistics, one estimates the optimum threshold as the lowest threshold level for which the GP distribution is valid. Although this method is also based on pre-asymptotic GP properties, as Deidda & Puliga (2006, 2009) showed, its results may be affected considerably by sample quantization. To study the efficiency of the method when applied to quantized samples, we conducted our analysis: i) without taking into account the existing quantization in the analysed series, and ii) accounting for the effects of sample quantization, using Monte Carlo simulations.

Asymptotic methods based on Hill's assumption, make use of the fact that log-transformed Pareto-type variables (as is the GP case) are asymptotically attracted to an exponential distribution. Consequently, it is expected that the log-log CCDF (Complementary Cumulative Distribution Function) plot (also known as Pareto quantile plot) becomes linear beyond a certain point (see Beirlant *et al.*, 1996; 2006). In this study, we use the Jackson and Lewis modified kernel statistics (Goegebeur *et al.*, 2008) to assess the performance of Hill-assumption based methods in detecting the optimum threshold, as the lowest sample value that ensures linearity in a Pareto quantile plot. Further, we apply the Hill-estimator to the excesses above the specified threshold to estimate the associated GP shape parameter.

3 APPLICATION AND RESULTS

To apply the threshold detection methods presented in Section 2, we use daily rainfall data from the NOAA-NCDC (National Oceanic and Atmospheric Administration-National Climatic Data Centre) open-access database; <http://www.ncdc.noaa.gov/oa/climate/ghcn-daily>. The latter includes daily rainfall records collected from more than 75 000 stations in 180 countries and territories, located (mainly) in the United States, South Pacific, and Europe. To ensure validity of the obtained results, in our analysis we considered only 1714 stations with more than 110 years of available observations.

Figure 1.a and 1.b present the Probability Density Functions (PDFs) of the estimated thresholds u^* and shape parameters ξ , resulting from application of each of the reviewed methods to the 1714 rainfall records. An important observation one makes, is that methods that are based on asymptotic arguments (red lines) lead to unrealistically high threshold values due to the much stricter condition (relatively to GP validity) that the outcome ensures. Also, Hill's shape parameter estimates exhibit considerable biases due to the slow convergence of the log-transformed GP quantiles to those of an exponential distribution (see Beirlant *et al.*, 1999; 2004, and Scarrott & MacDonald, 2012). As shown by Mamalakis (2016) and Langousis *et al.* (2016), the latter is especially the case when the actual GP shape parameter ξ is small; i.e. on the order of 0.1 - 0.2, commonly met in rainfall applications (see e.g. Koutsoyiannis, 2004; Deidda & Puliga, 2006; Deidda, 2007, 2010; Papalexiou & Koutsoyiannis, 2013, and Serinaldi & Kilsby, 2014).

Thresholds based on the "failure-to-reject" method are slightly overestimated when sample quantization is not accounted for (blue lines). This should be attributed to the fact that sample quantization affects the distribution of the statistics used to test the GP assumption (specifically higher quantization levels lead to increased quantiles of the statistics), and thus, the calculated thresholds are inaccurate. On the other hand, when one accounts for data quantization (green lines), threshold estimates are reduced, converging to those of MRLP (black line). The latter seems to be the most consistent method, while being quite simple to apply, and based on GP distribution properties valid (also) under pre-asymptotic conditions.

To study the robustness of the reviewed methods on the number of available years in record, for each of the analyzed series, we randomly eliminated daily values corresponding to 70 years of observations, and

repeated the analysis. Results showed that MRLP is quite robust leading to almost the same results, whereas all of the remaining methods exhibited increased sensitivity to record length variations.

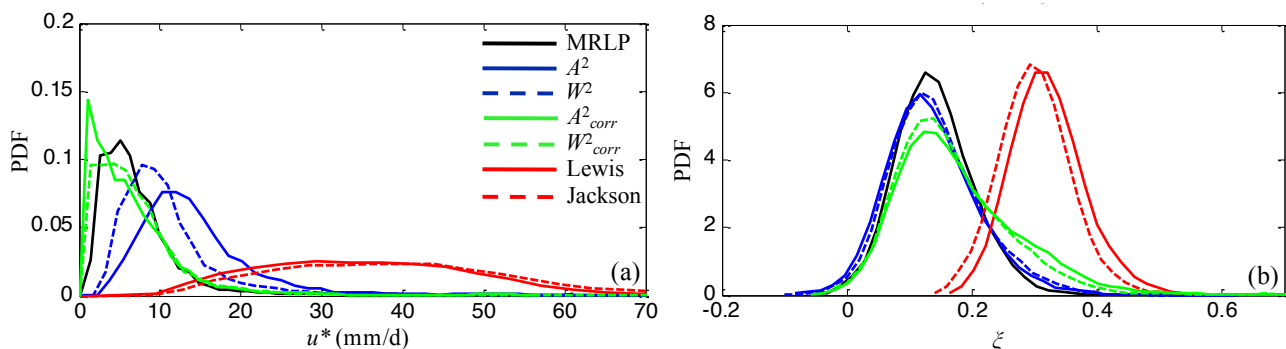


Figure 1. (a) Probability density function of thresholds u^* , estimated by applying the reviewed methods to 1714 rainfall records from NOAA-NCDC database, with more than 110 years of available observations. (b) Same as (a) but for the shape parameter ξ .

4 CONCLUSIONS

In summary, the non-parametric method suggested by *Gerstengarbe & Werner* (1989) was proved theoretically inconsistent, and thus, its application should be avoided. Similarly, for rainfall applications, where the GP shape parameter ξ is on the order of 0.1-0.2, Hill-assumption based kernel statistics lead to significantly higher GP threshold and shape parameter estimates. The "failure-to-reject" method of *Choulakian & Stephens* (2001), which is based on the application of Crámer-von Mises (W^2) or Anderson-Darling (A^2) goodness of fit tests to rainfall excesses above different thresholds, was proved quite sensitive to the presence of quantization in the empirical data, and to sample length variations. Although the "failure-to-reject" method was developed especially for the case of a GP distribution, its sensitivity even to small levels of data quantization in the empirical records does not allow for routine applications. The mean residual life plot (MRLP) seems to be the most consistent method as well as being based on GP distribution properties valid also under pre-asymptotic conditions, while demonstrating reduced sensitivity to the length of the available data, and to low levels of data quantization.

In addition, in the light of the theoretical bases and limitations of each of the reviewed methods, and the results obtained, one concludes that: a) the existence of quantization in rainfall records, along with variations in their length, constitute the two most important factors that may significantly affect the accuracy of the obtained results. b) For daily rainfall applications, GP threshold estimates range between 2-12 mm/d, with a mean value around 6.5 mm/d. c) While several studies (see e.g. *Madsen et al.*, 1997a,b; *Acero et al.*, 2011; *Villarini et al.*, 2011, 2013, and *Serinaldi & Kilsby*, 2014 among others) have used the 95% (or higher) empirical quantiles of the data as thresholds to extract PDS, much lower threshold values are also effective leading to reduced estimation variance of GP distribution parameters.

We conclude by saying that in the case of highly quantized data, estimation of GP model parameters exhibits important convergence-related issues, pointing towards the use of more robust estimation methods such as the Multiple Threshold Method (MTM) suggested by *Deidda* (2010). MTM fits a GP distribution model to data using a range of possible thresholds, rather than a single one. For the latter purpose, a reliable range of possible threshold estimates for daily rainfall series is between 2 and 12 mm/d, as suggested by the conducted analysis using more than 1700 over-centennial daily rainfall records collected worldwide.

ACKNOWLEDGMENTS

Andreas Langousis is sponsored by the Onassis Foundation under the "Special Grant and Support Program for Scholars' Association Members". The work conducted by Roberto Deidda was funded under the Sardinian Regional Law 7/2007 (funding call 2013).

REFERENCES

- Acero, F.J., J.A. García & M.C. Gallego (2011) Peaks-over-Threshold Study of Trends in Extreme Rainfall over Iberian Peninsula, *J. Climate*, 24, 1089-1105.
- Balkema, A.A. & L. de Haan (1974) Residual lifetime at great age, *Ann. Probab.*, 2, 792-804.
- Beirlant, J., G. Dierckx, Y. Goegebeur & G. Matthys (1999) Tail index estimation and an exponential regression model, *Extremes*, 2(2), 177-200.
- Beirlant, J., P. Vynckier & J. L. Teugels (1996) Tail index estimation, Pareto quantile plots, and regression diagnostics, *J. Amer. Statist. Assoc.*, 91, 1659-1667.
- Beirlant, J., T. de Wet & Y. Goegebeur (2006) A goodness-of-fit statistic for Pareto-type behaviour, *J. Comput. Appl. Math.*, 186(1), 99-116.
- Beirlant, J., Y. Goegebeur, J. Segers & J. L. Teugels (2004) *Statistics of Extremes - Theory and Applications*, Wiley Series in Probability and Statistics.
- Choulakian, V. & M.A. Stephens (2001) Goodness-of-fit tests for the generalized Pareto distribution, *Technometrics*, 43(4), 478-484.
- Coles, S. (2001) *An introduction to statistical modeling of extreme values*, Springer-Verlag, London.
- Davison, A.C. & R.L. Smith (1990) Models for exceedances over high thresholds, *J. Roy. Stat. Soc. B Met.*, 52(3), 393-442.
- Deidda, R. & M. Puliga (2006) Sensitivity of goodness-of-fit statistics to rainfall data rounding off, *Phys. Chem. Earth*, 31(18), 1240-1251.
- Deidda, R. & M. Puliga (2009) Performances of some parameter estimators of the Generalized Pareto Distribution over rounded-off samples, *Phys. Chem. Earth*, 34, 626-634.
- Deidda, R. (2007) An efficient rounding-off rule estimator: Application to daily rainfall time series, *Water Resour. Res.*, 43(12), doi: 10.1029/2006WR005409.
- Deidda, R. (2010) A multiple threshold method for fitting the generalized Pareto distribution to rainfall time series, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 14(12), 2559-2575.
- Domonkos, P. & K. Piotrowicz (1998) Winter temperature characteristics in central Europe, *Int. J. Climatol.*, 18, 1405-1417.
- Gerstengarbe, F.W. & P.C. Werner (1989) A method for the statistical definition of extreme-value regions and their application to meteorological time series, *Z. Meteorol.*, 39(4), 224-226.
- Gerstengarbe, F.W. & P.C. Werner (1991) Some critical remarks on the use of extreme-value statistics in climatology, *Theor. Appl. Climatol.*, 44(1), 1-8.
- Goegebeur, Y., J. Beirlant & T. de Wet (2008) Linking Pareto-tail kernel goodness-of-fit statistics with tail index at optimal threshold and second order estimation, *REVSTAT*, 6(1), 51-69.
- Koutsoyiannis, D. (2004) Statistics of extremes and estimation of extreme rainfall: II. Empirical investigation of long rainfall records, *Hydrol. Sci. J.*, 49(4), 591-610.
- Lang, M., T.B.M.J. Ouarda & B. Bobée (1999) Towards operational guidelines for over-threshold modeling, *J. Hydrol.*, 225(3-4), 103-117.
- Langousis, A., A. Mamalakis, M. Puliga & R. Deidda (2016) Threshold detection for the generalized Pareto distribution: Review of representative methods and application to the NOAA NCDC daily rainfall database, *Water Resour. Res.*, doi: 10.1002/2015WR018502.
- Lasch, P., M. Lindner, B. Ebert, M. Flechsig, F.W. Gerstengarbe, F. Suckow & P.C. Werner (1999) Regional impact analysis of climate change on natural and managed forests in the Federal State of Brandenburg, Germany, *Environ. Model. Assess.*, 4(4), 273-286.
- Madsen, H., C.P. Pearson & D. Rosbjerg (1997b) Comparison of annual maximum series and partial duration series methods for modeling extreme hydrologic events: 2. Regional modeling, *Water Resour. Res.*, 33(4), 759-769.
- Madsen, H., P.F. Rasmussen & D. Rosbjerg (1997a) Comparison of annual maximum series and partial duration series methods for modeling extreme hydrologic events: 1. At-site modeling, *Water Resour. Res.*, 33(4), 747-757.
- Mamalakis A. (2016) *Modeling Rainfall statistics in a changing climate: Comparing and improving existing approaches*, MSc Thesis, Department of Civil Engineering, University of Patras, Greece.
- Martins, E.S. & J.R. Stedinger (2001a) Historical information in a generalized maximum likelihood framework with partial duration and annual maximum series, *Water Resour. Res.*, 37(10), 2559-2567.
- Martins, E.S. & J.R. Stedinger (2001b) Generalized maximum likelihood Pareto-Poisson estimators for partial duration series, *Water Resour. Res.*, 37(10), 2551-2557.
- Papalexiou, S.M. & D. Koutsoyiannis (2013) Battle of extreme value distributions: A global survey on extreme daily rainfall, *Water Resour. Res.*, 49, 187-201.
- Papalexiou, S.M., D. Koutsoyiannis and C. Makropoulos (2013) How extreme is extreme? An assessment of daily rainfall distribution tails, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 17(2), 851-862.
- Pickands, J. (1975) Statistical inference using extreme order statistics, *Ann. Stat.*, 3, 119-131.
- Scarrott, C. & A. MacDonald (2012) A review of extreme value threshold estimation and uncertainty quantification, *Statist. J.*, 10(1), 33-60.
- Serinaldi, F. & C.G. Kilsby (2014) Rainfall extremes: Toward reconciliation after the battle of distributions, *Water Resour. Res.*, 50, doi:10.1002/2013WR014211.
- Villarini, G., J.A. Smith, A.A. Ntelekos & U. Schwarz (2011) Annual maximum and peaks-over-threshold analyses of daily rainfall accumulations for Austria, *J. Geophys. Res.*, 116, D05103.
- Villarini, G., J.A. Smith & G.A. Vecchi (2013) Changing frequency of heavy rainfall over the central United States, *J. Climate*, 26, 351-357.

DEFINING FLOOD RISK IN A MULTIVARIATE FRAMEWORK: APPLICATION ON THE PANARO WATERSHED

Eleni Maria Michailidi, Matteo Balistrocchi & Baldassare Bacchi

DICATAM, Università degli Studi di Brescia, Italia

KEY POINTS:

- *The main objective of this study is to investigate whether it is feasible to define in a multivariate space a region where all multivariate events produce risk lower than a fixed mean inter-occurrence of failures of once every T -years.*
- *In this study the return period is expressed in terms of maximum water level in a reservoir controlled by a dam, since the risk of a natural variable (e.g. flood peak, volume etc.) translates into a different risk of failure for the structure of interest.*
- *The natural variables (flood peak and volume) were modelled using a copula multivariate function, allowing the expression of their co-dependence.*

1 METHODOLOGY

In short, after the extraction of the events from the series, the bivariate distribution of flood peak and volume was modelled by a copula function and 10000 pairs of variables were generated. From the historic series, typical hydrograph shapes were identified and were utilised to obtain the synthetic hydrographs. Next, these were routed through the dam in case and the maximum water level for each was calculated. The return periods of the synthetic hydrographs in terms of dam overtopping were compared to the return periods of the routed observed hydrographs.

1.1 Univariate frequency analysis

After the extraction of the annual maximum peaks the episodes' volume was calculated by defining the events' start and finish. The flood peak and volume variables were each fitted to a marginal distribution with emphasis on the description of the tails and their goodness-of-fit was later tested using the Kolmogorov-Smirnov test.

Since the hydrograph's shape was deemed substantial to the routing process, a procedure to reproduce the main hydrograph shapes was applied by clustering the observed hydrographs as described by various authors (Apel *et al.*, 2004; Aronica *et al.*, 2012).

1.2 Multivariate frequency analysis

The degree of relationship between pairs of variables was examined by measures of association. These include Kendall's τ , Spearman's ρ_s , which express the existence or absence of concordance, and Pearson's ρ_p , which expresses linear dependence. To graphically assess independence chi-plots and Kendall plots were generated.

To model the inter-relation between flood peak and volume a copula framework was implemented. Copulas are functions that describe the dependence structure between variables independently of the choice of marginal distributions. The joint distribution functions and the marginals are linked by Sklar's theorem (Sklar, 1959):

$$F(x_1, \dots, x_d) = C(F_1(x_1), \dots, F_d(x_d)) \quad (1)$$

for all $\mathbf{x} \in R^d$, where the F_i 's are the marginals of F .

For the implementation of the copula analysis the “CDVine” and “copula” packages in R were used. First, a copula function was selected, according to the AIC, and its goodness-of-fit was tested for the discharge/volume pair. Next, 10000 pairs of values were generated using the aforementioned copula and their fitted parameters. These pairs were routed through the dam, after being transformed into hydrographs, in order to calculate the reservoir's maximum water level.

1.3 Definition of return periods

The definition of the return period in a multivariate case can be approached by various ways. *Salvadori et al. (2007)* have included an overview of these approaches for the multivariate framework, namely the *OR*, *AND* and *KEND* joint return periods, summarised below for the bivariate case.

$$T = \frac{\mu}{p} \quad (2)$$

where p can be defined as:

$$p_{OR} = P[U > u \cup V > v] = 1 - C(u, v) \quad (3)$$

$$p_{AND} = P[U > u \cap V > v] = 1 - u - v + C(u, v) \quad (4)$$

$$p_{KEND} = P[P[U \leq u \cap V \leq v] > t] = P[C(U, V) > t] = (1 - K_C(t)) \quad (5)$$

Volpi et al. (2014) have introduced a structure-based approach that defines the risk in terms of a variable that is case-specific.

$$p_S = P[g(U, V) > z] = 1 - F_z(z) \quad (6)$$

where g is the structure design parameter as a function of the hydrological load.

2 CASE STUDY

The interest of this research is focused on the Panaro sub-catchment of Po river in Northern Italy. In particular, the watershed under investigation included the Panaro, Scoltenna and Leo tributaries with an outlet at the Panaro dam (Fig. 1); the total contributing area is of 876 km². The hydrographic network of the watershed shows a low degree of hierarchy, indicating an evolving state, which is also evident by the existence of torrential dynamic phenomena (*Autorità di bacino del fiume Po, 2006*). The influence of snowfall is negligible due to the modest land elevation and the majority of rainfall events occur seasonally. The basin's permeability is low. In fact, the study basin consists mostly of sandstones and silicatic alternating sequences (44% of total area) and marls and clay (34%). The flood data consisted of a 52-year discharge series with an hourly time interval.

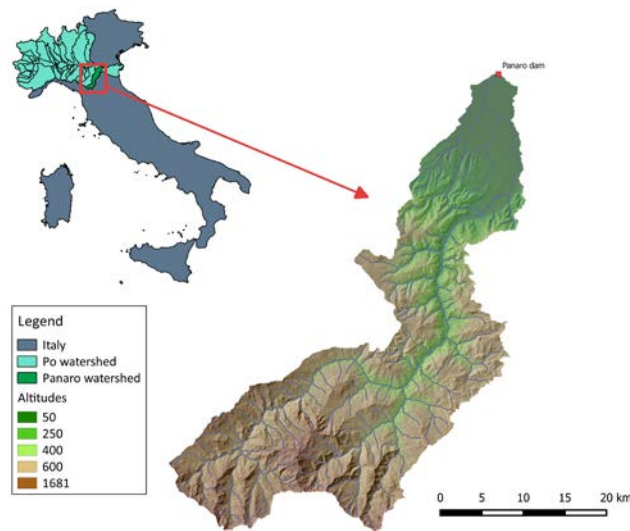


Figure 1. Panaro study watershed

3 RESULTS AND DISCUSSION

Various theoretical distributions were fitted to the ecdf of these variables and the appropriate distributions (i.e. inverse Gaussian for peaks and Rayleigh for volumes) were chosen. For modelling the dependence between the variables the Gaussian copula has best fit the data.

After the generation of 10000 pairs of flood peak and volume values, from the selected copula, the typical hydrographs (i.e. 4 clusters) were rescaled and were routed through the Panaro dam in order to obtain the maximum water level reached during each event. In addition, the observed hydrographs were routed through the dam and their corresponding water levels were compared to the levels of the synthetic ones. The results seem to be in accordance, with the only exceptions being the 13, 18 and 26-year return periods of which the difference in the MWL reaches up to 1.86 meters (Fig. 2b).

In Fig. 2a it is immediately noted that events assigned to the same hydrograph shape are clustered together and events with the same return period can differ in the discharge by $260 \text{ m}^3/\text{s}$ or in the volume by $91 \times 10^6 \text{ m}^3$. In particular, the two-peaked hydrograph with abrupt rising and recession limbs (shape 2) seems to give the most favourable results. It is apparent that even relatively small values of discharge or/and volume can yield a high level in the reservoir when parred with the appropriate hydrograph. This variability prohibits the clear definition of a region where all multivariate events produce risk lower than an assigned value. However, in this case study, the type of hydrograph above has a relatively low probability of occurrence (17%). Consequently, when clustering in one group instead of four the change detected in the frequency curve is negligible (Fig. 2d). In this case, the desired region can be defined (Fig. 2c) but depends on the hydrological regime as well as the structure of interest. As a result, the outline of this research can serve as a methodology that can be applied to other areas and not as a stepping-stone to generalise the findings (e.g. the risk region).

Additionally, as stated by *Serinaldi* (2014), the choice of the proper return period definition (*OR*, *AND*, *KEND* or structure-based) depends on the problem at hand and the definition of risk of the case study. It is logical that the four approaches yield completely different results (here only the *OR* and the structure-based return period are depicted).

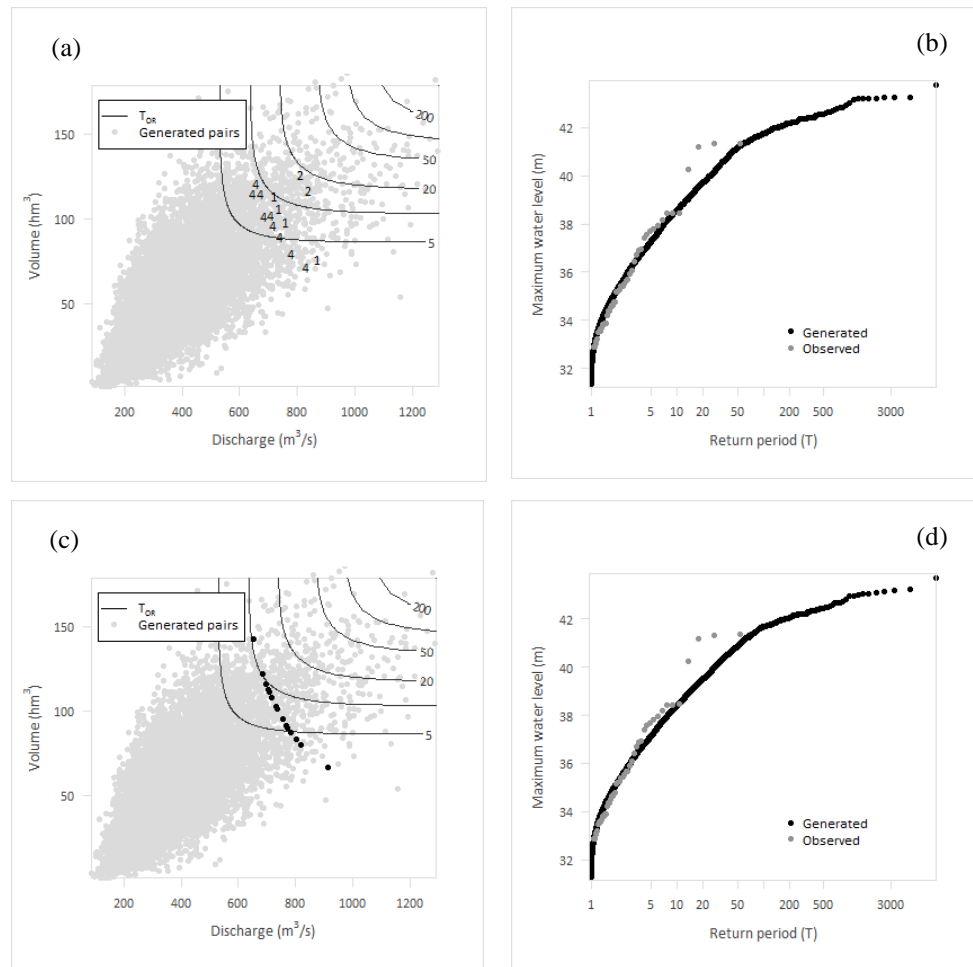


Figure 2. First row represents the results of 4-group clustering and second row the 1-group clustering; (a) & (c): Comparison of events (assigned to a hydrograph shape; 1,2,3 & 4) of the same return period ($T=20$ years), (b) & (d): Frequency curve of MWL of synthetic and observed hydrographs

REFERENCES

- Apel, H., Thielen, A. H., Merz, B. & Blöschl, G. Flood risk assessment and associated uncertainty, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 2004, 4, 295-308.
- Aronica, G.T., Candela, A., Fabio, P. & Santoro, M. Estimation of flood inundation probabilities using global hazard indexes based on hydrodynamic variables, *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 2012, 4244, 119-129.
- Autorità di bacino del fiume Po. Caratteristiche del bacino del fiume Po e primo esame dell'impatto ambientale delle attività umane sulle risorse idriche, 2006.
- Salvadori, G., De Michele, C., Kotegoda, N.T. & Rosso, R. *Extremes in Nature: An Approach Using Copulas*, 1 edn, Water Science and Technology Library, Springer Netherlands, 2007.
- Serinaldi, F. Dismissing return periods!, *Stochastic Environ. Res. Risk Assess.*, 2014, 29(4), 1179-1189.
- Sklar, M. Fonctions de répartition à n dimensions et leurs marges, *Publ. Inst. Statist. Univ. Paris 8*, 1959, 229-231.
- Volpi, E. & Fiori, A. Hydraulic structures subject to bivariate hydrological loads: Return period, design, and risk assessment, *Water Resour. Res.*, 2014, 50(2), 885-897

R packages utilised: "CDVine", "copula"

- Brechmann, E. C. & Schepsmeier, U. Modeling Dependence with C- and D-Vine Copulas: The R Package CDVine. *Journal of Statistical Software*, 2013, 52(3), 27.
- Kojadinovic, I. & Yan, J. Modeling Multivariate Distributions with Continuous Margins Using the copula R Package. *Journal of Statistical Software*, 2010, 34(9), 20.

A comprehensive list of publications regarding copulas and their application can be found at:

<http://www.stahy.org/Activities/STAHYReferences/ReferencesonCopulaFunctiontopic/tabid/78/Default.aspx>

TOP-KRIGING METHOD FOR REGIONALISATION OF FLOOD QUANTILES IN UNGAUGED RIVER BASINS

Valentina Chiarello¹, Enrica Caporali¹ & Hermann G. Matthies²

(1) Department of Civil and Environmental Engineering, University of Firenze, Firenze, Italy; (2) Institute of Scientific Computing, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, Germany

KEY POINTS

- Top-kriging spatial interpolation technique is used in the framework of regional flood frequency analysis approaches.
- Top-kriging provides accurate design flood estimates corresponding to a given risk level as well as the kriging variance (uncertainty).
- Top-kriging seems to perform better in nested catchments and larger scale catchments but no for headwater or where there is a high spatial variability.

1 INTRODUCTION

The knowledge of flood peak estimates associated with a given non-exceedance probability, expressed in terms of return period, is of primary importance in engineering practice for planning of water resources and risk assessment. Streamflow characteristics are usually estimated starting from measurements of river discharges at stream gauging stations. However, the lack of observations at site of interest as well as the measurement inaccuracies brings inevitably to the necessity of developing predictive models. The process of transferring flood information from hydrologically similar catchments (i.e. donor sites) to a catchment of interest (i.e. target site) is generally referred to regionalisation (Blöschl & Sivapalan, 1995). Regional analysis is a classical approach to estimate river flow characteristics at sites where little or no data exists. The problem to predict runoff in ungauged river basins has been mostly recognised as a difficult task, according to the Prediction in Ungauged Basins (PUB) science initiative promoted by IAHS (Sivapalan *et al.*, 2003; Hrachowitz *et al.*, 2013). Specific techniques are needed to regionalise the hydrological variables over the considered area. These regionalisation approaches are grouped into three main types: Pooling schemes based on the assumption that flood information can be transferred from catchments with similar hydrological behaviour to the site of interest, Multiple regressions based on the assumption that a functional relationship between flood statistics and catchment attributes exists and can be used to estimate flood statistics in ungauged catchments, Geostatistical methods based on the assumption that flood statistics are spatially correlated and the spatial correlation can be used for the spatial interpolation of flood statistics (Merz, 2011). The proposed Top-kriging method belongs to this third approach (Skøien *et al.*, 2006).

2 METHODOLOGY

Specific geostatistical approaches have been proposed to regionalise the desired stream flow index. Top-kriging (TK) is a kriging interpolation procedure that takes into account the geometric organization and structure of hydrographic network, the catchment area and the stronger spatial correlation between nested catchments.

2.1 Study area and dataset

The Arno river basin, in Tuscany Region, is considered as case study. The dataset for the TK procedure regards the time series of annual maxima of peaks discharges, recorded in the period 1923-2011, in 26 stream gauges. Flood quantiles corresponding to several return periods, particularly 10, 50, 100, 200, 500 years return periods standardized by the river basin area, in order to account for the scale effect, are considered as specific runoff (Table 1). An at-site flood frequency analysis is carried out at each station of the dataset. Empirical estimates of flood quantiles are determined by fitting appropriate probability distributions to the discharge data by means of the nsRFA R-package (Viglione, 2014). Specific tools for model selection, like the well known Akaike Information Criterion (AIC) and Bayesian Information

Criterion (BIC), are used here. An additional model selection criterion, based on the Anderson-Darling goodness-of-fit test statistic is applied. In Figure 1 is reported an example of the method for the Castelfiorentino stream gauge.

Flood quantile	Minimum [m ³ /s]	Median [m ³ /s]	Maximum [m ³ /s]
10 yr	2.1	245.2	1941.4
50 yr	3.1	373.5	2611.3
100 yr	3.5	395.8	2879.7
200 yr	3.9	434.1	3140.2
500 yr	4.5	537.0	3475.3

Table 1. Statistics on flood quantiles corresponding to 10, 50, 100, 200, 500 years return periods.

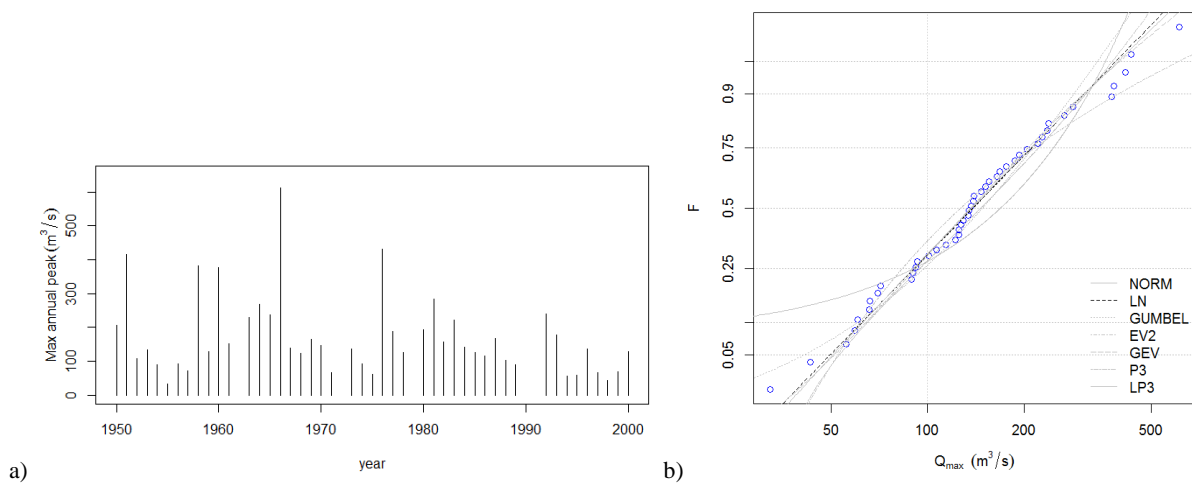


Figure 1. a) Time series of annual maximum peak flows registered from Castelfiorentino stream gauge b) The observed data by Weibull plotting position (blue dots), the several candidate distributions (grey lines), the distribution selected by one criterion (black line - LOGNORMAL) plotted in a log-normal probability plot.

3 DISCUSSION OF RESULTS & CONCLUSION

The application of the Top-kriging is based on the rtop R-package of the open source statistical environment R. Inputs of TK method is the specific runoff (m³/s/km²). The results are validated using a cross-validation procedure. The results are compared through different error measurement methods as shown in Table 2. Top-kriging seems to perform better in nested catchments and larger scale catchments but no for headwater or where there is a high variability for neighbouring catchments.

Performance indexes (cross validation procedure)	Q10/A [m ³ /s/km ²]	Q50/A [m ³ /s/km ²]	Q100/A [m ³ /s/km ²]	Q200/A [m ³ /s/km ²]	Q500/A [m ³ /s/km ²]
MAE	0.6	0.94	1.15	1.39	1.71
RMSE	0.96	1.37	1.61	1.91	2.44
NRMSE (%)	80.6	73.6	73.9	75.4	78.3
PBIAS (%)	-39.4	-40.3	-41.9	-43.6	-43.1
NSE	0.32	0.44	0.43	0.41	0.36
rNSE	0.71	0.71	0.69	0.67	0.66
d – Index of agreement	0.74	0.79	0.8	0.8	0.79
r – Pearson corr. coeff.	0.73	0.82	0.83	0.82	0.78

Table 2. The goodness of fit of the TK: performance indexes computed from a leave-one-out cross-validation approach.

REFERENCES

- Blöschl, G. & Sivapalan, M. Scale issues in hydrological modelling – a review, *Hydrological Processes*, 1995, 9:251-290.
- Hrachowitz, M., Savenije, H. H., Blöschl, G., McDonnell, J. J., Sivapalan, M., Pomeroy, J., Arheimer, B., Blume, T., Clark, M. P., Ehret, U., Fenicia, F., Freer, J. E., Gelfan, A., Gupta, H. V., Hughes, D. A., Hut, R., Montanari, A., Pande, S., Tetzlaff, D., Troch, P. A., Uhlenbrook, S., Wagener, T., Winsemius, H., Woods, R. A., Zehe, E. & Cudennec, C. A decade of Predictions in Ungauged Basins (PUB) – a review, *Hydrological Sciences Journal*, 2013, 58:6, 1198-1255.
- Merz, R. Advances in regionalising flood probabilities, *Flood risk assessment and management: How to Specify Hydrological Loads, Their Consequences and Uncertainties*, ed. Andreas H. Schumann, Springer Science & Business Media, Dordrecht, Heidelberg, London, New York, 2011, pp. 97-117.
- Sivapalan, M., Takeuchi, K., Franks, S.W., Gupta, V.K., Karambiri, H., Lakshmi, V., Liang, X., McDonnell, J.J., Mendiola, E.M., O'Connell, P.E., Oki, T., Pomeroy, J.W., Schertzer, D., Uhlenbrook, S. & Zehe, E. IAHS Decade on Predictions in Ungauged Basins (PUB), 2003-2012: Shaping an exciting future for the hydrological sciences, *Hydrological Sciences Journal*, 2003, 48 (6):857–880.
- Skøien, J.O., Merz, R. & Blöschl, G. Top-kriging-geostatistics on stream networks. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 2006, 10 (2), 277–287.
- Viglione, A. nsRFA: Non-supervised Regional Frequency Analysis. R Package version 0.7-12, 2014.

STIMA DELLE PRECIPITAZIONI INTENSE IN SICILIA. UNA NUOVA ANALISI DI REGIONALIZZAZIONE

Angelo Forestieri¹, Francesco Lo Conti¹ & Leonardo Valerio Noto¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali – Università degli Studi di Palermo;

ASPETTI CHIAVE:

- Viene proposta una revisione dell'analisi di regionalizzazione delle precipitazioni intense per la Sicilia svolta con l'utilizzo di dati aggiornati ed attraverso una metodologia rivista rispetto ad analisi precedenti.
- L'individuazione di zone omogenee è stata effettuata utilizzando variabili di supporto di diversa natura. I parametri della distribuzione di frequenza sono stati stimati con il metodo degli L-moments.
- I risultati vengono validati attraverso un'analisi dell'accuratezza.

1 INTRODUZIONE

La stima dei valori di pioggia estrema viene tipicamente ottenuta attraverso la modellazione statistica dei record storici degli eventi estremi ricavati dai valori di massimi annuali di altezza di precipitazione o dai valori che superano determinate soglie. I risultati di queste analisi costituiscono un importante strumento di progettazione di opere ingegneristiche e per la difesa del suolo ad opera dei progettisti e dei responsabili della gestione del territorio.

L'analisi regionale di frequenza (RFA) rappresenta lo strumento attraverso il quale le osservazioni, solitamente rappresentate da misure pluviografiche di precipitazione, vengono elaborate, attraverso strumenti appositi, al fine di valutare la probabilità di occorrenza di eventi futuri. Tale metodologia può essere efficacemente affiancata da metodi per l'analisi dei dati e la stima dei parametri della distribuzione di frequenza di tipo avanzato. Attraverso questi strumenti è possibile sviluppare ed aggiornare in maniera affidabile gli strumenti utili alla costruzione delle *curve di probabilità pluviometrica* (CPP).

Nel presente lavoro viene descritta un'analisi di regionalizzazione delle precipitazioni intense per il territorio della Sicilia. Tale analisi mira ad un avanzamento metodologico rispetto a precedenti studi riferiti alla stessa area (Cannarozzo et al. 1995; Lo Conti et al. 2007). Il dataset utilizzato è dato dai valori massimi annuali di precipitazione relativi a diverse durate (1, 3, 6, 12, 24 ore) fornito dall'Osservatorio delle Acque della Regione Sicilia (di seguito OA). È stata definita una procedura che comprende la selezione di alcune variabili di supporto per l'individuazione delle zone omogenee, l'analisi in componenti principali di queste e la *cluster analysis* per la suddivisione delle stazioni in raggruppamenti utilizzati per la delimitazione di aree omogenee, con riferimento a specifici statistici, sulla base dei quali vengono stimati i parametri di alcune distribuzioni di probabilità teoriche che vengono in seguito valutate.

Nelle sezioni successive si riporta una descrizione sintetica dell'implementazione della procedura ed una breve discussione dei risultati.

2 DERIVAZIONE DELLE ZONE OMOGENEE E DEI PARAMETRI DELLA DISTRIBUZIONE DI FREQUENZA

La prima parte dell'analisi consiste nell'individuazione delle zone omogenee per la stima dei parametri statistici delle distribuzioni di frequenza adottate. A tal fine sono state inizialmente selezionate un insieme di variabili di supporto considerando indici statistici delle stesse precipitazioni intense (*"at-site" statistics*) e caratteristiche geo-morfologiche in corrispondenza delle stazioni (*site characteristics*). Le variabili selezionate vengono riportate in tabella 1. Queste variabili sono state stimate, in corrispondenza di ogni stazione delle rete pluviografica, sulla base dello stesso dataset delle precipitazioni intense (per il calcolo del valore medio per ciascuna durata e gli indici relativi alla distribuzione stagionale media degli eventi), del DEM (*Digital Elevation Model*) e dei dati di precipitazione totale giornaliera forniti anch'essi dall'OA.

Successivamente è stata sviluppata l'analisi in componenti principali (PCA) che ha permesso la trasformazione delle variabili selezionate in un numero ridotto di variabili sintetiche indipendenti. La *cluster analysis* è stata quindi applicata alle variabili ottenute con la PCA utilizzando l'algoritmo *k-means* (Hartigan

& Wong, 1979). Tale metodo è basato su un semplice criterio iterativo di ripartizione degli elementi (stazioni) in gruppi omogenei, basato sulla distanza, valutata all'interno dello spazio delle variabili descrittive, di ciascun elemento dal centroide del gruppo assegnato. Il metodo richiede quindi la scelta del numero di gruppi da ottenere. Il valore ottimale di tale quantità è stato ricavato attraverso il confronto tra diversi valori mediante il metodo del *silhouette value* (Rousseeuw, 1987) che ha mostrato come il numero ottimale di classi sia pari a 6.

Variabile	Descrizione
Z	Quota delle stazioni [m.s.l.m].
AMR_d	Media dei massimi annuali per ciascuna durata d [mm].
$nDry$	Numero dei giorni con precipitazione totale < 1 mm.
R_s/R_w	Rapporto tra la precipitazione totale estiva (aprile-settembre) e quella invernale (ottobre-maggio).
θ_d	Data media di occorrenza dei massimi annuali per ciascuna durata.
r_d	Indice di concentrazione delle date dei massimi annuali rispetto alla data media.

Tabella 1. Variabili utilizzate per l'individuazione delle zone omogenee.

Il risultato del raggruppamento delle stazioni è riportato in figura 1 in cui viene proposta anche una suddivisione in zone ricavata sulla base del raggruppamento ottenuto ed integrando la suddivisione del territorio in bacini idrografici e altre informazioni geografiche. Tale ripartizione dell'intero territorio risulta necessaria per la stima dei quantili T -ennali in corrispondenza di siti non strumentati.

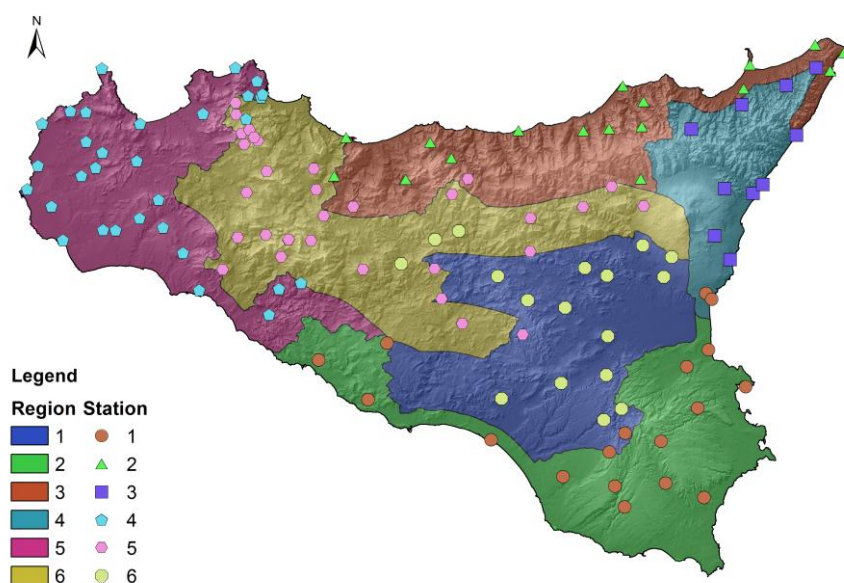


Figura 1. Gruppi di stazioni omogenee restituiti dalla cluster analysis e relative zone omogenee ricavate attraverso informazioni morfologiche del territorio.

I test di Hosking & Wallis (1993) e di Anderson-Darling (Scholz & Stephens, 1987) sono stati utilizzati per verificare l'ideoneità della suddivisione individuata in termini di omogeneità di statistici di diverso ordine. Tali test sono basati sui valori degli L-moments campionari. I risultati di tali test dimostrano che la Sicilia può essere considerata omogenea con riferimento ai valori di L-skewness e L-kurtosis. Le zone individuate risultano idonee per la stima dei valori di L-CV.

La modellazione dei quantili viene ricondotta alla scomposizione nel valore medio di precipitazione e in quello del fattore di scala (metodo della portata indice; Dalrymple, 1960) secondo l'espressione $H_i(d, T) = \mu_i(d)h(d, T)$ in cui $H_i(d, T)$ è il quantile relativo alla durata d ed al tempo di ritorno T , $\mu_i(d)$

è il valore “indice” relativo alla stazione i -esima ed alla durata d , $h(d, T)$ è il fattore di crescita ricavato in funzione della durata e del tempo di ritorno.

La stima dei parametri della distribuzione di frequenza dei quantili T -ennali riguarda pertanto la modellazione del fattore di crescita, mentre il valore “indice” viene stimato, in funzione della durata, sulla base dei valori medi campionari dei massimi annuali di diversa durata. Tali valori, ottenuti in corrispondenza delle stazioni, sono stati interpolati al fine di disporre di mappe per la stima dei quantili presso siti non strumentati. Vengono di seguito riportate ulteriori informazioni sulla stima di entrambi i fattori.

2.1 Stima del fattore di crescita

Sono state selezionate diverse distribuzioni di probabilità per la modellazione statistica dei massimi annuali attraverso una procedura di “goodness-of-fit” applicata a un insieme ampio di distribuzioni tipicamente adottate per l’analisi degli estremi. Le distribuzioni selezionate sono la *Generalized Extreme Value* (GEV), la log-normale a tre parametri (LN3) e la *Two Component Extreme Value* (TCEV). Sulla base dei criteri di omogeneità spaziale individuati sono stati calcolati i parametri di tali distribuzioni di frequenza e quindi del fattore di crescita. I valori ottenuti mostrano che la GEV riporta valori più elevati rispetto alle altre distribuzioni per tempi di ritorno maggiori, mentre la TCEV, nello stesso range, mostra valori leggermente inferiori a quelli della LN3.

Le curve di crescita ottenute con le diverse distribuzioni di frequenza sono state valutate attraverso una procedura di simulazione per il confronto dei valori generati considerando la variabilità “at-site” con quelli ricavati con la stima regionale (Hosking & Wallis, 2005). Attraverso tale procedura sono stati valutati i valori di BIAS e RMSE (Root Mean Square Error) tra i valori “at-site” del fattore di crescita ed i valori della stima regionale. I risultati più soddisfacenti, per entrambi gli indici, vengono ottenuti dalla TCEV seguita dalle altre distribuzioni che riportano valori simili e questo può essere legato al numero di parametri della distribuzione TCEV (quattro) superiore al numero di parametri che caratterizza le distribuzioni GEV e LN3 (a tre parametri).

2.2 Stima del valore indice

Il legame tra il valore “indice” e la durata viene solitamente rappresentato attraverso una relazione del tipo $\mu_i(d) = a_i d^{n_i}$. I parametri a_i ed n_i relativi a ciascuna stazione possono essere stimati attraverso una regressione dei valori di un parametro campionario di tendenza centrale in funzione delle diverse durate di campionamento. Seguendo Robson & Reed (1999) che suggeriscono a riguardo l’adeguatezza della mediana campionaria la quale può risultare più robusta della media campionaria nel caso di variabili con forte asimmetria, in questo lavoro si è preferito utilizzare la mediana campionaria come misura di tendenza centrale.

Al fine di consentire la stima presso siti non strumentati, viene effettuata un’interpolazione spaziale dei parametri a ed n . È stata valutata la possibile dipendenza con variabili secondarie che possano supportare tale processo di spazializzazione che ha portato all’identificazione del legame con la precipitazione media annuale (MAP). Questo risulta maggiormente significativo per le serie relative alle durate maggiori. Si è preferito allora riferire la stima del valore “indice” al valore medio per la durata pari a 24 ore attraverso l’espressione $\mu_i(d) = a_{24} (d/24)^n$ in cui il valore di a_{24} rappresenta la stima del valore medio relativo alla durata 24 ore. Il processo di interpolazione con cui vengono ricavate le mappe per la stima di a_{24} ed n è dato dall’unione di un’equazione di regressione tra la variabile in esame e la MAP con un’ulteriore interpolazione dei residui attraverso *Ordinary Kriging*. La mappa dei valori di MAP utilizzata è stata ricavata attraverso l’analisi riportata da Di Piazza et al. (2011).

3 CONCLUSIONI

Lo studio descritto riguarda un’analisi regionale di frequenza per le precipitazioni estreme relativa al territorio della Sicilia condotta a partire dai dati di massima altezza per le durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore. Rispetto alle precedenti analisi relative allo stesso territorio sono stati introdotti diversi elementi per il

miglioramento dello strumento finale di stima dei quantili. Tali elementi sono dati dall'utilizzo di un dataset di osservazioni aggiornato, il ricorso ad una procedura per l'individuazione di zone statisticamente omogenee basata su un insieme di variabili di supporto e strumenti specifici per l'analisi dei dati, l'applicazione del metodo degli L-moments per la stima dei parametri di diverse distribuzioni di probabilità (che sono state tra loro confrontate) e la messa a punto di una procedura specifica per la stima delle mappe del valore "indice".

Le diverse distribuzioni di probabilità restituiscono risultati diversi soprattutto per valori del tempo di ritorno elevati. La TCEV mostra i migliori risultati nell'analisi di validazione. Tuttavia, poiché proprio questa distribuzione restituisce valori del fattore di crescita inferiori alle altre distribuzioni, risulta opportuna la verifica dell'esistenza di un problema di "*over-fitting*" dei dati e di sottostima dei quantili relativi a tempi di ritorno non direttamente campionati.

I risultati dello studio consentono comunque di disporre di uno strumento aggiornato e rivisto per la stima delle precipitazioni estreme per il territorio della Sicilia.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Cannarozzo, M., D'asaro, F., & Ferro, V. Regional rainfall and flood frequency analysis for sicily using the two component extreme value distribution, *Hydrological sciences journal*, 1995, 40(1), pp. 19-42.
- Dalrymple, T. Flood-frequency analyses, *Manual of hydrology: Part 3*, Technical report, U.S. G.P.O., 1960, 1543(A).
- Di Piazza, A., Lo Conti, F., Noto, L.V., Viola, F., & La Loggia, G. Comparative analysis of different techniques for spatial interpolation of rainfall data to create a serially complete monthly time series of precipitation for Sicily, Italy, *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 2011, 13(3), pp. 396-408.
- Hartigan, J. Wong, M. Algorithm AS 136: A K-Means Clustering Algorithm, *Applied Statistics*, 1979, 28(1) pp. 100-108.
- Hosking, J.R.M. & Wallis, J.R. Some statistics useful in regional frequency analysis, *Water Resources Research*, 1993, 29.
- Hosking, J.R.M. & Wallis, J.R. *Regional frequency analysis: an approach based on L-moments*, Cambridge University Press, 2005.
- Lo Conti, F., Noto, L., La Loggia, G. & Cannarozzo, M. Regional frequency analysis of extreme precipitation in Sicily, Italy, *Proceedings of International Workshop on Hydrological Extremes "Variability in space and in time of extreme rainfalls, floods and droughts"* Rende (CS), 2007.
- Robson, A., & Reed, D. W. *Flood Estimation Handbook, Statistical Procedures for Flood Frequency Estimation*, vol. 3, 1999, Centre for Ecology and Hydrology, Wallingford, UK.
- Rousseeuw, P.J. Silhouettes: a graphical aid to the interpretation and validation of cluster analysis, *Journal of computational and applied mathematics*, 1987, 20, pp. 53-65.
- Scholz, F.W. & Stephens, M.A. K-sample Anderson-Darling tests, *Journal of the American Statistical Association*, 1987, 82(399), pp. 918-924.

INTERPRETAZIONE DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DELLE PIOGGE INTENSE TRAMITE FUNZIONI COPULA

Matteo Balistrocchi¹ & Giovanna Grossi¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile Architettura Territorio Ambiente e di Matematica (DICATAM), via Branze 43, 25123, Brescia.

ASPETTI CHIAVE

- Le funzioni copula hanno ampliato significativamente i margini di inferenza statistica rendendo più rigorosa la procedura di derivazione di distribuzioni congiunte
- L'applicazione di tali procedure ad osservazioni pluviometriche effettuate in località diverse di un bacino rende possibile una più approfondita interpretazione della loro variabilità spaziale
- L'analisi preliminare dei dati di pioggia osservati attraverso la rete di monitoraggio del bacino del fiume Taro (PR) ha dato risultati incoraggianti

1 PREMESSA

L'interpolazione spaziale di altezze di precipitazione a scala di evento, partendo da osservazioni a terra mediante pluviometri o da rilevamenti radar, costituisce tuttora un importante campo di ricerca della disciplina idrologica. In questo ambito, gli approcci di tipo stocastico, o statistico, tra i quali è da ricordare principalmente il kriging (Krige, 1966), trovano diffusa applicazione in virtù della loro più agevole applicabilità rispetto ad altri fisicamente basati (Rodríguez-Iturbe & Mejía, 1974; Badas et al., 2005). Allo scopo di superare alcune limitazioni ed incertezze che comunque affliggono tali approcci, l'impiego di funzioni copula è stato recentemente suggerito da Bardossy & Pegram (2009).

Tali funzioni consentono infatti di derivare distribuzioni multivariate stimando separatamente le funzioni di probabilità marginali e la struttura di dipendenza, la quale è rappresentata esclusivamente dalla funzione copula (Joe, 1997; Nelsen, 2006; Salvadori et al., 2007). La distribuzione congiunta è successivamente ricavata implementando le marginali nella funzione copula stessa. Il vantaggio principale risiede nel fatto che i margini di inferenza statistica sono significativamente ampliati, avendo la possibilità di implementare in un unico modello probabilistico marginali anche complesse, diverse tra loro e non appartenenti alla medesima famiglia della funzione copula. Dalla procedura di stima sono inoltre eliminate scelte arbitrarie, quali le trasformazioni preliminari delle variabili analizzate, quasi sempre necessarie allo scopo di adattarne la distribuzione campionaria alle marginali imposte dalla distribuzione congiunta prescelta.

Allo stato attuale, le funzioni copula disponibili permettono di rappresentare molteplici strutture di dipendenza e sono già stati proposti vari test statistici in grado di valutare quantitativamente il grado di adattamento delle funzioni teoriche scelte a quelle empiriche (Genest et al., 2009). Tecniche di simulazione già consolidate permettono di generare un numero elevato di campioni di eventi e valutare così l'incertezza di stima delle variabili analizzate. La superiorità di questo approccio rispetto a quello più diffuso del metodo kriging, è perciò evidente se si considera come, nel primo, sia possibile ricostruire una distribuzione di probabilità completa, mentre nel secondo ci si limiti a tenere in considerazione unicamente un indice statistico sintetico, la cui stima è peraltro affetta dal comportamento delle marginali. La possibilità di impiegare modelli probabilistici qualsivoglia svincola, inoltre, dalla necessità di ricorrere a quello normale.

Appare pertanto interessante valutare la possibilità di sviluppare una metodologia di disaggregazione spaziale basata su questo tipo di approccio, con l'obiettivo di ricavare dei modelli stocastici più affidabili e maggiormente aderenti alla naturale variabilità delle grandezze osservate, ma che comunque mantengano un ridotto onere computazionale.

2 MATERIALI E METODI

Un caso di studio opportuno per l'analisi di campi di precipitazione è offerto dal bacino del fiume Taro (PR), affluente di destra del fiume Po. L'area complessivamente drenata, circa 2026 km² allo sbocco (vedi figura 1a), è contraddistinta da una significativa componente montana che presenta la peculiarità di essere

suddivisa in due sottobacini, quello del fiume Taro vero e proprio e quello del suo principale affluente il torrente Ceno, i quali alla loro confluenza presentano aree contribuenti e morfologie paragonabili.

Il bacino è monitorato per mezzo di una rete idro-meteorologica gestita da ARPA Emilia Romagna, vedi figura 1a). Tale rete presenta 21 pluviometri ricadenti nel bacino, grazie ai quali sono state ricavate altrettante serie continue di precipitazioni semi-orarie, registrate in un periodo di dieci anni dal 2003 al 2012. L'analisi della distribuzione spaziale delle altezze di precipitazione associate a piene particolarmente gravose ha consentito di evidenziare come, durante questo tipo di eventi, la distribuzione spaziale assuma caratteristiche ricorrenti (Balistrocchi *et al.*, 2014). In figura 1b) si rappresentano le linee di livello tipiche del rapporto tra l'altezza di precipitazione puntuale e quella media areale associate a questi eventi: si è potuto osservare come la distribuzione spaziale, sebbene prevalentemente orografica, risenta anche dell'esposizione dei versanti e della presenza dello spartiacque interno, inoltre, come i due bacini del Ceno e del Taro montano siano stati soggetti ad afflussi concomitanti e paragonabili per entità, dando luogo ad una contemporaneità dei colmi di piena.

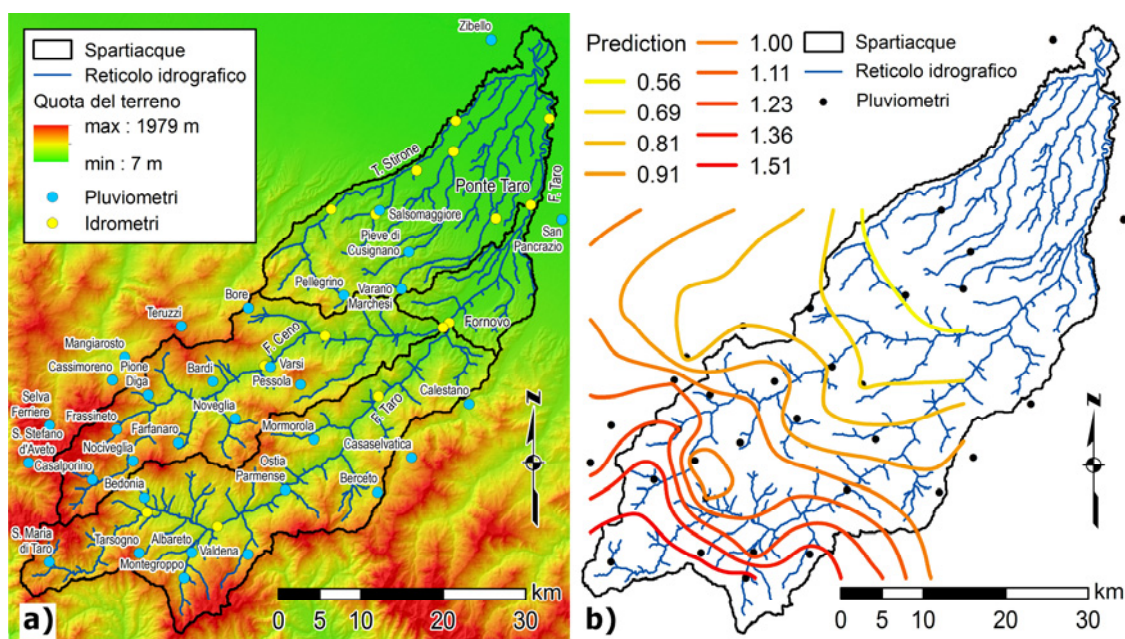


Figura 1. Bacino del fiume Taro chiuso in alcune sezioni significative e rete di monitoraggio pluvio-idrometrico a); distribuzione tipica delle altezze di precipitazione associate a piene gravose espressa come rapporto tra l'altezza puntuale e quella media areale b).

Dalle serie temporali continue è possibile isolare eventi di precipitazione distinti attraverso due parametri: un tempo minimo di inter-evento IETD ed una soglia di altezza di precipitazione h_0 . Tali parametri devono essere scelti in modo da assicurare che i singoli eventi risultino tra loro indipendenti e significativi in relazione agli obiettivi dell'analisi. Dovendo studiare la struttura spaziale di eventi contemporanei distribuiti nello spazio, si è reso necessario individuare una stazione di riferimento, rispetto alla quale definire le durate di tempo piovoso. In riferimento a questi intervalli temporali, sono state valutate le altezze di precipitazione nelle altre stazioni. La scelta della stazione di riferimento è caduta su Ostia Parmense, vedi figura 1a), in posizione abbastanza baricentrica rispetto al bacino montano del corso principale del fiume Taro.

La distribuzione congiunta P_{H1H2} che lega due altezze di precipitazione h_1 ed h_2 verificatesi in località distinte può essere espressa, in accordo con il teorema di Sklar (1959), nei termini indicati dalla relazione (1), ovvero combinando le corrispondenti distribuzioni marginali P_{H1} e P_{H2} attraverso la funzione copula C .

$$P_{H1H2}(h_1, h_2) = C(P_{H1}(h_1), P_{H2}(h_2)) \quad (1)$$

Una funzione copula che ha mostrato un soddisfacente grado di adattamento a campioni di altezze di precipitazione in alcuni regimi pluviometrici italiani è stata la copula di Gumbel-Hougaard (Balistrocchi & Bacchi, 2011), la cui espressione bivariata è riportata nell'equazione (2), nella quale le variabili uniformi u e v sostituiscono le corrispondenti variabili naturali h_1 e h_2 . Si tratta di una copula archimedea e quindi

caratterizzata da un unico parametro θ , detto di dipendenza, il cui valore è funzione del grado di associazione delle variabili stimabile, ad esempio, attraverso il coefficiente di correlazione di rango proposto da Kendall (Salvadori et al., 2007).

$$C(u, v) = \exp \left\{ - \left[(-\ln u)^\theta + (-\ln v)^\theta \right]^{\frac{1}{\theta}} \right\} \quad (2)$$

Questa copula è in grado di rappresentare solo associazioni positive ed include la copula indipendenza, quando θ è unitario, e tende alla copula limite superiore, ovvero alla perfetta dipendenza co-monotona, quando θ tende ad infinito. Essa è inoltre contraddistinta da un coefficiente di dipendenza di coda superiore diverso da zero, mentre quello della coda inferiore è nullo. Ciò implica che i campioni rappresentabili attraverso questa copula sono fortemente associati negli eventi estremi, ma più dispersi in quelli minori.

Nell'intento di applicare le funzioni copula all'analisi dei campi di precipitazione è quindi conveniente esprimere la struttura della relazione spaziale non attraverso un semi-variogramma (o correlogramma), bensì attraverso una funzione del coefficiente di Kendall in ragione della distanza tra le località di interesse, in caso di campo isotropo, e, nel caso di un campo anisotropo, dell'orientamento. L'analisi bivariata è propedeutica alla costruzione di copule di dimensione superiore, secondo tecniche condizionali o ad albero "vine" (Bedford & Cooke, 2001). Questo si rende necessario affinché la stima del valore assunto dalla precipitazione in una data località possa essere effettuata in relazione ad certo numero di altezze di precipitazione, osservate presso stazioni ricadenti nell'intorno.

Le distribuzioni marginali sono state rappresentate attraverso il modello di Weibull (3) utilizzando tre parametri: quello di forma β , quello di scala ζ ed il limite inferiore h_0 . In particolare, quest'ultimo consente di tenere in considerazione la probabilità che un evento pluviometrico osservato nella stazione di riferimento non corrisponda ad un evento in un'altra stazione. Il parametro di forma invece, agendo principalmente sulla moda, rende la distribuzione estremamente versatile.

$$P_H = 1 - \exp \left\{ - \left[(h - h_0) / \zeta \right]^\beta \right\} \quad (3)$$

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

L'interpretazione della struttura spaziale dell'associazione tra i campioni di eventi indipendenti di precipitazione individuati è stata effettuata rappresentando l'andamento del coefficiente di Kendall τ_K al variare della distanza tra i pluviometri, come mostrato in figura 2 per alcune combinazioni di IETD e h_0 . Non essendo emersa infatti un'apprezzabile anisotropia del campo, non si è reso necessario tenere in considerazione il fattore dell'orientamento. In generale, come era intuitivo attendersi, il grado di associazione tende a diminuire con la distanza; tuttavia, per i valori di IETD e h_0 ragionevoli, τ_K mantiene ugualmente valori superiori a 0,20, denotando un grado di associazione non completamente trascurabile anche tra le stazioni più lontane.

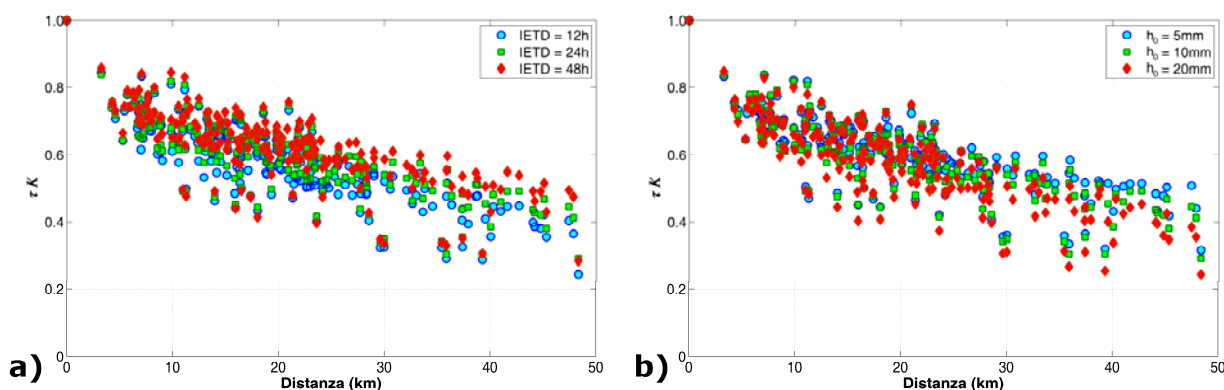


Figura 2. Sensitività di τ_K al variare di IETD ed h_0 a) $h_0 = 10$ mm e IETD variabile, b) IETD = 24 h e h_0 variabile.

Se si confrontano inoltre il quadro a) e b), si può osservare come gli incrementi di IETD e di h_0 producano effetti opposti. Nel primo caso, presso la stazione di riferimento si determina l'aggregazione degli scrosci in eventi di volume e durata sempre maggiore, riducendo quindi la probabilità che nelle altre stazioni non siano osservati eventi di precipitazione. Questo porta ad avere, specialmente per le distanze maggiori, valori τ_K di superiori. Nel secondo caso, si tendono a privilegiare nella stazione di riferimento eventi brevi ed intensi i quali, essendo in generale associati a fenomeni più localizzati, trovano meno facilmente corrispondenza in eventi occorsi in stazioni più lontane. La tendenza alla riduzione di τ_K con la distanza è pertanto più rapida.

Un esempio dell'adattamento offerto dalla copula di Gumbel-Hougaard è mostrato in figura 3a) tra i campioni ricavati per Ostia Parmense e Mormorola (IETD = 12 h; $h_0 = 10$ mm); ciò porta ad un numero medio di eventi annui di 27,3. La bontà di adattamento è suffragata anche da idonei test statistici ed appare di generale applicabilità a tutte le coppie di stazioni. La figura 3b) mostra le densità di probabilità delle altezze osservate alla stazione di Mormorola, condizionata ai valori assunti alla stazione di Ostia Parmense. Per valori bassi di precipitazione si osserva l'insorgere di una non trascurabile massa di probabilità nell'origine, corrispondente ad un evento nullo. Il confronto tra i valori realmente osservati e quelli estratti dalla distribuzione condizionata evidenziano come la moda porti ad errori medi di stima minori rispetto a mediana e media (nel caso illustrato in figura 3, rispettivamente 0,15 mm, -0,66 mm e -2,96 mm).

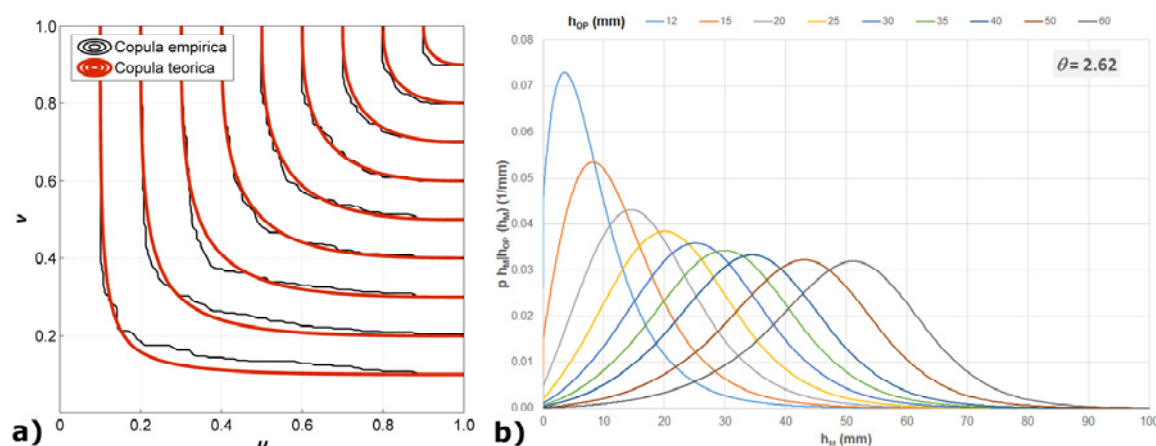


Figura 3. Adattamento della copula di Gumbel-Hougaard a quella empirica per i campioni di Mormorola e Ostia Parmense IETD=12 h $h_0=10$ mm a); distribuzioni dell'altezza di precipitazione a Mormorola h_M condizionata a quella di Ostia Parmense h_{OP} b).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Badas, M.G., Deidda, R. & Piga E. Orographic influences in rainfall downscaling, *Adv. Geosciences*, 2005, 2, 285-92.
- Balistracchi, M. & Bacchi, B. Modelling the statistical dependence of rainfall event variables through copula functions, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 2011, 15, 1959-77.
- Balistracchi, M., Pecora, S. & Grossi, G. Analisi della variabilità spaziale delle precipitazioni intense in bacini montani: una decade di monitoraggio, *Atti del XXXIV Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Bari, 2014.
- Bardossy, A. & Pegram, G. Copula based multisite model for daily precipitation simulation, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 2009, 13, 2299-314.
- Bedford, T. & Cooke, R.M. Probability density decomposition for conditionally dependent random variables modeled by vines, *Ann. Math. Artif. Intel.*, 2001, 32, 245-68.
- Chua, S.H. & Bras, R.L. Optimal estimation of mean areal precipitation in regions of orographic influence, *J. of Hydrol.*, 1982, 57, 713-28.
- Genest, C., Rémilland, B. & Beaudoin, D. Goodness-of-fit tests for copulas: a review and a power study, *Insur. Math. Econ.*, 2009, 44, 199-213.
- Krige, D.G. Two dimensional weighted moving average trend surfaces for ore evaluation. *J. S. Afr. I. Min. Metall.*, 1966, 66, 13-38.
- Joe, H. Multivariate models and dependence concepts, Chapman and Hall, London, 1997.
- Nelsen, R.B. An introduction to copulas, second ed., Springer, New York, 2006.
- Rodriguez-Iturbe, I. & Mejia, J. M. The design of rainfall networks in time and space, *Water Resour. Res.*, 1974, 10, 713-28.
- Salvadori, G., De Michele, C., Kottegoda, N. T. & Rosso, R. *Extremes in nature: an approach using copulas*, Springer, Dordrecht, The Netherlands, 2007.
- Sklar, A. Fonctions de répartition à n dimensions et leurs marges, *Publ. Inst. Statist. Univ. Paris*, 1959, 8, 229-31.

MIGLIORAMENTO GEOSTATISTICO DI PREVISIONI IDROLOGICHE A SCALA PAN-EUROPEA

Alessio Pugliese¹, Simone Persiano¹, Attilio Castellarin¹, Stefano Bagli², Paolo Mazzoli², Duraj Parajka³, Berit Arheimer⁴, Alberto Montanari¹, Günter Blösch³.

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM), Università di Bologna; (2) GECOSistema srl, Cesena; (3) Institute of Hydrology and Water Resource Management, Vienna University of Technology, Vienna, Austria. (4) Swedish Meteorological and Hydrological Institute, Svezia.

ASPETTI CHIAVE

- Procedura innovativa a base geostatistica per la stima dell'errore introdotto dalla simulazione di serie di portate giornaliere.
- Miglioramento delle capacità predittive del modello EHYPE mediante la combinazione tra EHYPE stesso e il modello TNDTK.
- Potenziale sviluppo della procedura per la stima e la correzione di serie simulate da EHYPE a scala pan-europea.

1 PREMESSA

La previsione delle portate fluviali in sezioni non strumentate ha attratto negli ultimi decenni una crescente attenzione da parte del mondo scientifico (v. Sivapalan *et al.*, 2003). Tra tutti i metodi regionali proposti dalla letteratura recente, gli approcci di regionalizzazione geostatistica risultano essere particolarmente affidabili e semplici da usare in quanto generalmente richiedono un quantitativo limitato di dati in ingresso e consentono di evitare la fase preliminare di identificazione dei gruppi omogenei di siti richiesta negli approcci regionali tradizionali (v. Chokmani & Ouarda, 2004; Skøien *et al.*, 2006; Castiglioni *et al.*, 2011; Archfield *et al.*, 2013; Laaha *et al.*, 2013; Castellarin, 2014). In particolare, le curve di durata delle portate (*Flow-Duration Curve*, FDC) sono strumenti idrologici fondamentali spesso impiegati per rappresentare il regime dei deflussi per un assegnato bacino, presso il quale sia disponibile un adeguato quantitativo di osservazioni. Grazie alla loro capacità di fornire un quadro grafico di facile comprensione della variabilità dei deflussi in un bacino idrografico (dalle piene alle magre), le FDC empiriche sono frequentemente utilizzate in numerosi studi idrologici e applicazioni ingegneristiche (generazione idroelettrica, progetto di sistemi di adduzione, etc., v. Vogel & Fennessey, 1995). Recentemente Pugliese *et al.* (2014) hanno sviluppato un metodo in grado di stimare le FDC in siti non strumentati implementando una procedura a base geostatistica fondata sul *Top-kriging* (*Topological kriging*, TK; v. Skøien *et al.*, 2006). A tal scopo, gli autori hanno introdotto un indice ausiliario, detto TND (*Total Negative Deviation*), calcolato per la FDC assegnata rispetto ad un valore di portata di riferimento. La procedura sviluppata è in grado di predire l'intera curva in siti non strumentati come media pesata di FDC empiriche standardizzate, mediante lo schema tradizionale di ponderazione lineare tipico del kriging. I pesi sono ottenuti dall'applicazione del TK ai valori empirici di TND (TNDTK). Lo studio preliminare di Pugliese *et al.* (2014), seppur applicato ad un'area di studio ristretta, ha consentito di osservare un buon accordo tra le FDC predette e quelle empiriche. Il presente studio prosegue in tale direzione, ponendosi come obiettivo principale la valutazione delle performance del modello TNDTK per la previsione delle FDC in siti non strumentati a diverse scale spaziali, impiegando il data-base dei deflussi simulati mediante il modello EHYPE a scala europea (v. Donnelly *et al.*, 2015; Hundecha *et al.*, 2015). Nello specifico, ci si è concentrati sul miglioramento delle previsioni di portata a scala europea del modello EHYPE, mediante lo sviluppo di un modello TNDTK regionale in grado di predire le FDC in siti non strumentati. Le previsioni delle FDC ottenute mediante il modello geostatistico presso le medesime sezioni per le quali sono disponibili le simulazioni EHYPE, consente di prevedere una possibile correzione dei residui del modello EHYPE e migliorare quindi le prestazioni della simulazione. Dopo una preliminare *leave-one-out cross-validation* (LOOCV) del modello TNDTK sull'area di studio, volta alla valutazione della robustezza e affidabilità della procedura, il miglioramento delle simulazioni EHYPE è stato sviluppato per due siti tirolesi (Martinsbruck e Innsbruck), per i quali il modello EHYPE indica scarsi valori dell'efficienza di Nash-Sutcliffe (NSE). Obiettivo finale dello studio è dunque il miglioramento delle capacità predittive del modello EHYPE mediante la combinazione di EHYPE stesso con il modello TNDTK.

2 AREA DI STUDIO E ANALISI PRELIMINARI

Nel presente esperimento è stata applicata la procedura geostatistica su un'ampia regione alpina (51 stazioni), centrata in Tirolo (Austria). L'analisi si riferisce a due tipologie di serie di dati: portate giornaliere osservate e portate giornaliere simulate da EHYPE. La Fig. 1a mostra la distribuzione spaziale dei bacini sull'area di studio, riportando in differenti colori i contorni dei bacini per la rete EHYPE (rosso) e le serie osservate (nero).

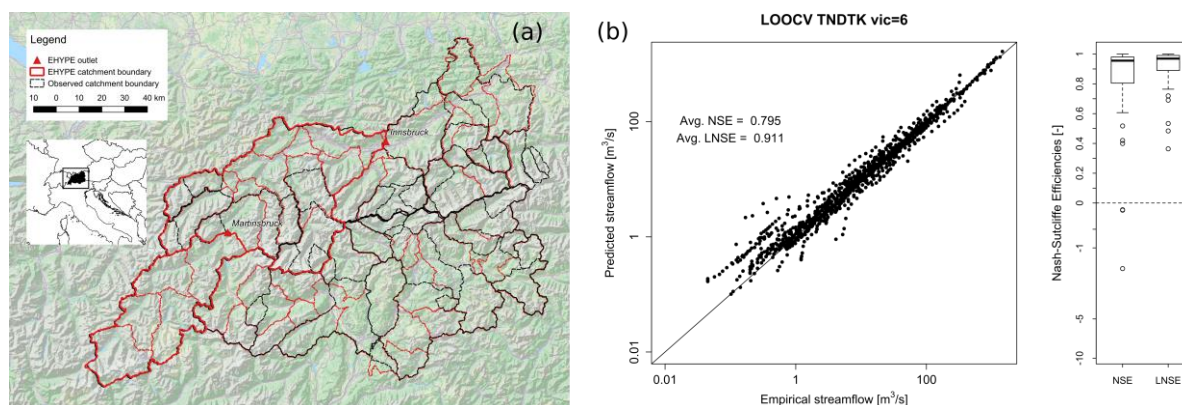


Figura 1. (a) Area di studio: Tirolo (Austria). Contorni dei bacini idrografici relativi alle serie simulate dal modello EHYPE (rosso) e alle serie osservate (nero). (b) Diagramma a dispersione dei deflussi sperimentali (asse x) e previsti (asse y) e distribuzioni di NSE e LNSE associati.

Il modello TNDTK è stato applicato alla previsione delle FDC opportunamente standardizzate con la portata media annua (*Mean Annual Flow*, MAF). Ciò ha richiesto la preliminare applicazione del TK ai valori del TND, condotta calcolando prima il variogramma sperimentale raggruppato per classi di distanza, poi interpolando i dati empirici con un variogramma teorico esponenziale a 5 parametri “modificato” (una combinazione tra l’esponenziale e un modello frattale, v. *Skøien et al.*, 2006). L’interpolazione è stata condotta mediante un metodo di regressione ai minimi quadrati pesati (v. *Cressie*, 1993), interpolando contemporaneamente tutti i variogrammi regolarizzati calcolati per le diverse classi d’area (v. *Skøien et al.*, 2006). Il TK è stato poi iterativamente applicato ai bacini in esame in cross-validazione, al fine di identificare il più consono numero di vicinaggio n , risultato pari a $n = 6$ per l’area in esame. Si sono poi utilizzati i pesi del kriging per prevedere il TND in cross-validazione per ciascun sito, al fine di stimare le FDC adimensionalizzate. Le previsioni sono state condotte mediante una media pesata, utilizzando lo schema di pesatura ottimale della cross-validazione del TK. Come anticipato, è stata implementata una procedura di validazione LOOCV al fine di simulare condizioni non strumentate per ciascun sito strumentato nell’area di studio e per testare quantitativamente la robustezza e affidabilità del TNDTK. Analogamente, per gli stessi siti per i quali sono state ottenute le FDC standardizzate predette, è stato applicato il TK per la previsione del MAF usando le stesse impostazioni adottate per le FDC (i.e. variogramma teorico, vicinaggio, etc.). Così facendo si sono ricostruite le FDC dimensionali per l’intera area in esame. Al fine di valutare quantitativamente le prestazioni del modello, si è fatto riferimento all’efficienza di Nash e Sutcliffe valutata sia in scala naturale (NSE) che logaritmica (LNSE). Il diagramma a dispersione tra i quantili di portata osservati (asse x) e predetti (asse y) per la regione del Tirolo (v. Fig. 1b) mostra il buon accordo tra i valori osservati e previsti, con NSE e LNSE medi pari rispettivamente a circa 0.79 e 0.91. Anche la distribuzione di NSE e LNSE (v. Fig. 1b), a parte pochi siti con valori negativi, mostra che la maggior parte di essi risulta essere positiva, con mediana superiore a 0.9 in tutti i casi.

3 CORREZIONE DEI RESIDUI

Nella seconda fase dell’esperimento, seguendo l’approccio proposto da *Smakhtin et al.* (2000), è stato sviluppato un modulo da aggiungere all’interno della struttura di previsione delle FDC in grado di stimare l’errore del modello per una serie simulata assegnata. Sebbene tale approccio sia facilmente generalizzabile, ci si è concentrati sul miglioramento delle prestazioni delle simulazioni EHYPE applicando il TNDTK come

modello di riferimento per la previsione dei residui, necessari per la correzione. L'idea di fondo è quella di modificare l'idrogramma EHYPE sviluppando, per un dato sito x_0 la differenza tra la FDC simulata da EHYPE, $\hat{\Psi}_{EHYPE}(x_0, d)$, e la FDC prevista mediante TNDTK, $\hat{\Psi}_{TNDTK}(x_0, d)$, per lo stesso sito. Il risultato finale è una stima, per quel sito, dell'errore ε in funzione della durata d , a formare una cosiddetta curva di durata dell'errore (error-duration curve, $\varepsilon DC(x_0, d)$). La procedura (v. Fig. 2) è composta dai seguenti passaggi: (1) per un dato idrogramma (i.e. una serie storica di portate giornaliere) presso un sito EHYPE (linea rossa nel primo quadrante di Fig. 2), si seleziona uno specifico giorno \tilde{t} relativo alla portata \tilde{Q} ; (2) a partire dalla corrispondente curve di durata EHYPE (linea rossa nel secondo quadrante), si associa alla portata \tilde{Q} la durata \tilde{d} ; (3) si calcola l'errore $\tilde{\varepsilon}$ a partire dalla curva di durata dell'errore $\varepsilon DC(x_0, d)$ (linea nera nel terzo quadrante) come differenza $\hat{\Psi}_{TNDTK}(x_0, \tilde{d}) - \hat{\Psi}_{EHYPE}(x_0, \tilde{d})$; (4) si calcola la portata EHYPE modificata come differenza $\tilde{Q} - \tilde{\varepsilon}$. L'iterazione dell'algoritmo per tutti i passi temporali della serie di portata porta ad ottenere l'idrogramma modificato (linea blu nel primo quadrante).

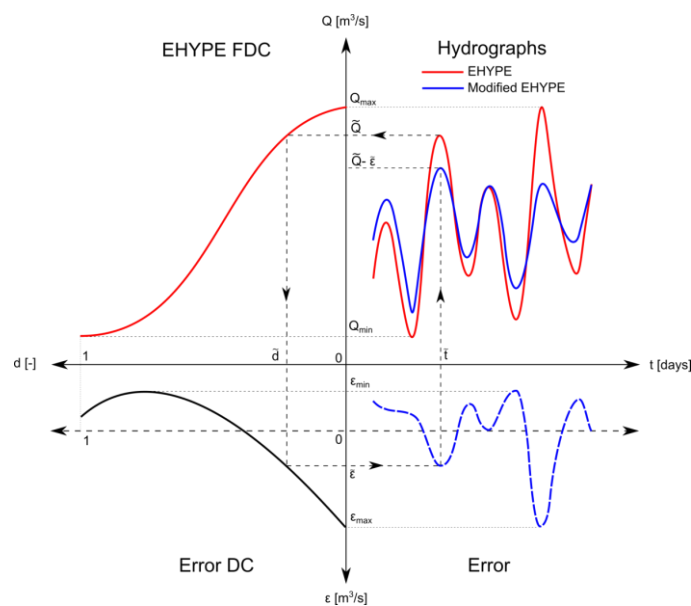


Figura 2. Grafico qualitativo che descrive la procedura di correzione dei residui per un dato idrogramma EHYPE. La correlazione è valutata calcolando la differenza tra la FDC simulata da EHYPE e la FDC da TNDTK per il sito di interesse.

4 RISULTATI E DISCUSSIONE

La procedura di correzione sopra descritta è stata applicata alle due sezioni tirolesi di Innsbruck e Martinbruck, per le quali EHYPE indica scarse prestazioni del modello, con valori di NSE inferiori allo 0 (<http://hypeweb.smhi.se/europehype/model-performance/>). In particolare, i valori di NSE per tali due sezioni sono stati calcolati con riferimento alle corrispondenti serie osservate di portata media giornaliera (fornite dallo *Swedish Meteorological and Hydrological Institute*, SMHI), aventi lunghezza rispettivamente di 31 anni (1979-2009) e 32 anni (1979-2010). Per ciascuno di tali due siti è stata applicata la procedura TNDTK per prevedere le FDC. In entrambi i casi, è stato osservato un buon accordo tra le FDC predette con il TNDTK e quelle empiriche, che sono risultate più simili tra loro di quanto non accada in confronto alle FDC simulate da EHYPE. È importante notare che, anche se la procedura non richiede alcuna particolare restrizione alla risoluzione delle curve, le FDC e le εDC sono state campionate a 20 punti non equamente distanziati (v. *Pugliese et al.*, 2014). In particolare, in entrambi i siti le εDC mostrano errori positivi per durate inferiori e negativi per durate superiori, ad indicare che per la regione in esame il modello EHYPE tende a sovrastimare le portate elevate e sottostimare quelle ridotte. La corrispondente εDC è stata quindi applicata per valutare l'idrogramma EHYPE modificato. Al fine di valutare la prestazioni del modello modificato, è stata calcolata NSE sia con riferimento alle serie intere (1979-2009 per Innsbruck, 1979-2010 per Martinsbruck) che a quelle anno per anno. I risultati (v. Fig 3) mostrano l'importante miglioramento delle prestazioni del modello ottenuto applicando la procedura proposta in questa sede con la correzione dei

residui. Sebbene le prestazioni a Martinsbruck risultino sempre inferiori a Innsbruck, si osserva un significativo incremento dei valori di NSE in entrambi i casi: NSE passa da -0.07 a 0.83 per Innsbruck e da -0.46 a 0.66 per Martinsbruck. Anche con riferimento ai singoli anni, il modello EHYPE modificato mostra in tutti i casi un netto miglioramento: si passa da un minimo valore di NSE risultante pari a 0.36 (per il 2005 presso Martinsbruck) ad un massimo di 0.93 (anno 1986, Innsbruck). Il netto miglioramento delle prestazioni è mostrato anche dai box-plot (v. Fig. 3) che descrivono la distribuzione dei valori di NSE anno per anno per ciascuno dei due siti in esame.

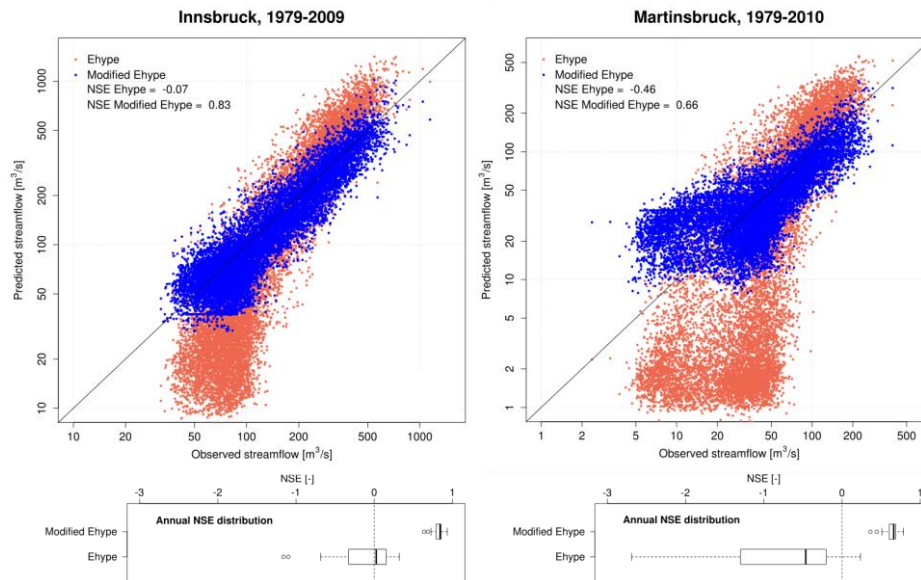


Figura 3. Diagrammi a dispersione e prestazioni del modello per Innsbruck (sinistra) e Martinsbruck (destra). Per le stesse sezioni si riporta anche la distribuzione degli NSE valutati anno per anno.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Archfield, S.A., Pugliese, A., Castellarin, A., Skøien, J.O., Kiang, J.E., Topological and canonical kriging for design flood prediction in ungauged catchments: an improvement over a traditional regional regression approach? *Hydrol Earth Syst Sci* 17, 1575–1588, 2013.
- Castellarin, A. Regional prediction of flow-duration curves using a three-dimensional kriging. *J. Hydrol.* 513, 179–191, 2014.
- Castiglioni, S., Castellarin, A., Montanari, A., Skøien, J.O., Laaha, G., Blöschl, G. Smooth regional estimation of low-flow indices: physiographical space based interpolation and top-kriging. *Hydrol Earth SystSci* 15, 715–727, 2011.
- Chokmani, K., Ouara, T.B.M.J. Physiographical space-based kriging for regional flood frequency estimation at ungauged sites. *Water Resour. Res.* 40, W12514, 2004.
- Cressie, N.A.C. Statistics for spatial data, Wiley series in probability and mathematical statistics: Applied probability and statistics. J. Wiley, 1993.
- Donnelly, C., Andersson, J.C.M. and Arheimer, B. Using flow signatures and catchment similarities to evaluate a multi-basin model (E-HYPE) across Europe. *Hydr. Sciences Journal*, 2015.
- Hundecha, Y., Arheimer B., Donnelly, C. and Pechlivanidis, I. A regional parameter estimation scheme for a pan-European multi-basin model. Submitted to *Journal Hydrology regional studies*, 2015
- Laaha, G., Skøien, J.O., Nobilis, F., Blöschl, G. Spatial Prediction of Stream Temperatures Using Top-Kriging with an External Drift. *Environ. Model. Assess.* 18, 671–683, 2013.
- Pugliese, A., Castellarin, A., Brath, A. Geostatistical prediction of flow-duration curves in an index-flow framework. *Hydrol Earth SystSci* 18, 3801–3816, 2014.
- Sivapalan, M., Takeuchi, K., Franks, S.W., Gupta, V.K., Karambiri, H., Lakshmi, V., X, L., McDonnel, J.J., Mendiando, E.M., O'Connell, P.E., Oki, T., Pomeroy, J.W., Schertzer, D., Uhlenbrook, S., Zehe, E. IAHS Decade on Predictions in Ungauged Basins (PUB), 2003-2012: Shaping an exciting future for the hydrological sciences. *Hydrol. Sci. J.* 48, 857–880, 2003.
- Skøien, J.O., Merz, R., Blöschl, G. Top-kriging - geostatistics on stream networks. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 10, 277–287, 2006.
- Smakhtin, V. Y., Hughes, D. A., and Creuse-Naudin, E. Regionalization of daily flow characteristics in part of the Eastern Cape, South Africa. *Hydrol. Sci. J.*, 42, 919–936, 1997.
- Viglione, A., Parajka, J., Rogger, M., Salinas, J.L., Laaha, G., Sivapalan, M., Blöschl, G. Comparative assessment of predictions in ungauged basins – Part 3: Runoff signatures in Austria. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 17, 2263–2279, 2013.
- Vogel, R.M., Fennessey, N.M. Flow Duration Curves II: A Review of Applications in Water Resources Planning. *J. Am. Water Resour. Assoc.* 31, 1029–1039, 1995.

NICHE ADAPTATION IN SELF-ORGANIZING VEGETATION PATTERNS AFFECTS ECOSYSTEM SHAPE AND YIELD IN ARID LANDS

Nadia Ursino¹ & Chiara Callegaro¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale DICEA, Università degli Studi di Padova.

KEY POINTS

- We studied the consequences of niche differentiation on the structure of self-organizing patterns in water limited ecosystems.
- Non overlapping niches of adaptation strategies to cope with harsh conditions may lead to coexistence at the price of loss of vegetation cover.
- Adaptation to overlapping niches leads to exclusion and maximum yield.

1 INTRODUCTION

Vegetation patterns are natural water-harvesting systems in arid and semi-arid regions and may be indicators of conditions, which are a prelude to catastrophic environmental shifts, in the case of climate and land use change scenarios. Water limitation can affect phenotypical attributes and eventually result in an evolutionary driver: photosynthesis unavoidably leads to water loss through transpiration, and thus the acquisition of carbon can be constrained by soil moisture, leading to biomass allocation strategy trade-offs. Furthermore, soil nutrient availability depends on microbial activity, which in turn depends on soil moisture (Harpole, 2016). The coexistence of species competing for the same limited resources is then made possible by the differentiation of specific environmental niches. Adaptation strategies allow plants to better compete for resources by allocating biomass either above or below ground, in propagules and seeds (Couteron *et al.*, 2014, Tilman and Snell-Rood, 2014). Garcia-Baquero *et al.* (2016) found that hydrologic gradients were among the main drivers of plant community composition, suggesting that hydrological niche partitioning might contribute to perennial and annual species co-existence in the drier environments.

Plants often act as ecosystem engineers facilitating infiltration and thus biomass growth. Although, facilitative interaction decreases at the dry end of stress gradients (Maestre and Cortina, 2004; Maestre *et al.*, 2005), probably because low species density weakens positive feedback, suggesting that the response to resource gradients may be nonlinear (Malkinson and Tielboerger, 2010). Non linearity is a key factor in mathematical models predicting self-organizing vegetation patterns (Meron, 2015). Some mechanisms invoked to explain the formation of vegetation patterns are: the spatial decoupling of local positive and non-local negative feedbacks between plants and the abiotic environment (Couteron *et al.*, 2014; Lefever and Lejeune, 1997); diffusion-induced instability, more specifically, moisture redistribution and local facilitation (Klausmeier, 1999) and the sediment-trapping function of vegetation bands (Saco, 2013).

The link between species interactions and mixed community spatial self-organization was recently discussed by Ursino and Callegaro (2016), who tested the hypothesis that the evolutionary change leading to niche adaptation of two coexisting species, which have identical mortality and dispersal, feeds back to affect the landscape structure. According to the results of their minimal model, inter-specific and intra-specific net facilitation both lead to vegetation self-organization under resource scarcity. The loss of interaction between species, which arises when each species facilitates its own growth, leads to loss of vegetation diversity, particularly, the persistent adaptation of one species to harsh conditions may lead to exclusion. The minimal model proposed by Ursino and Callegaro (2016) is used here to investigate the niche-mediated community organization, the overall biomass yield and the corresponding water resources availability, which could be crucial for the design of man-managed water-harvesting systems in rain-fed crop fields under conditions of water scarcity.

2 MODELLING APPROACH

A minimal model which describes the dynamics of soil moisture (w) and two species vegetation biomass (with biomass density n_1 and n_2 , respectively), is based on the assumption that net facilitation translates into

a nonlinear relation between biomass, specific biomass growth rate and transpiration losses. The minimal model comprehends two interdependent biomass balance equations, for n_1 and n_2 , where each species growth f_i is facilitated by both species, $f_i = c_i (n_1 + n_2)$, and it was derived from a single species model which embeds eco-hydrological mechanisms for pattern formation. Adaptation to niches of resources availability is a key model assumption. Figure 1 shows the significance of basic modelling assumptions concerning the specific growth rate c_i , $i = 1, 2$, and the corresponding different adaptation strategies. Niche adaptation results in positive growth rate of species with biomass density n_1 only below the soil moisture threshold w_1 and in positive growth rate of species with biomass density n_2 only above the soil moisture threshold w_2 (Figure 1).

Two modeling hypothesis are confronted: the first is that inter-specific facilitation translates into equal growth functions of both species, which are only dependent on the total local biomass. The second is that intra-specific facilitation translates into each species growth function which is proportional to each species biomass density. The reader is referred to (Ursino and Callegaro, 2016) for a more detailed description of the model and model equations.

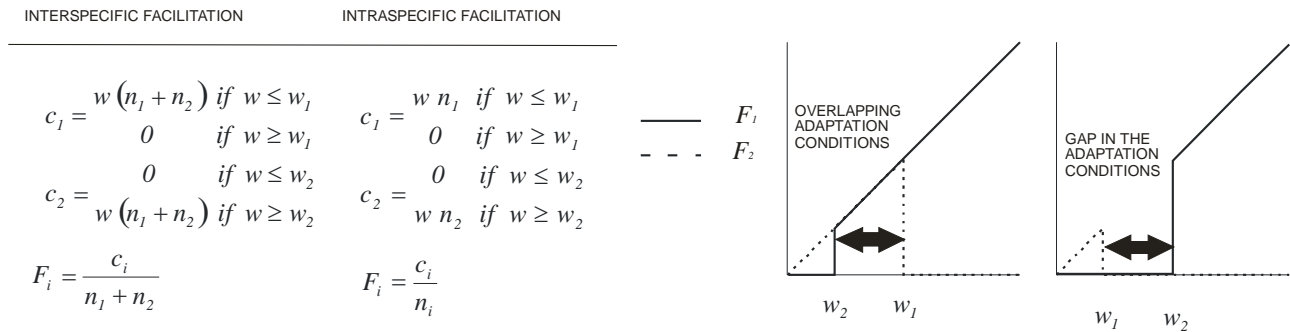


Figure 1. Modelling assumptions of inter-specific and intra-specific facilitation and graphical representation of soil moisture dependent specific growth rate (Ursino & Callegaro, 2016).

As the threshold soil moistures w_1 and w_2 , change, the niche adaptation of species with density n_1 and n_2 changes, leading to substantially different ecosystem shapes and functioning, leading to patterns of coexistence and exclusion, to uniform cover or to the disappearance of vegetation cover (Ursino and Callegaro, 2016). Substantial differences at the community level arise when the adaptation niches are separate or overlap and when facilitation is only inter-specific or also intra-specific (Figure 1).

In the following, we analyze the average total biomass density $(n_1 + n_2)$ and the soil moisture w corresponding to different community level organization.

3 RESULTS

In case of inter-specific facilitation, adaptation of different species to niches which do not overlap lead to exclusion (Figure 2, left, points above the diagonal $w_1 = w_2$, in the first quadrant) whereas adaptation to overlapping niches leads to coexistence (Figure 2, left, points below the diagonal in the first quadrant). Patterns result from a close fit of the adaptation niches (points close to the diagonal in left panel of Figure 2). Intra-specific facilitation mainly leads to exclusion (Figure 2, right).

In terms of average biomass density, different adaptation strategies present some common features. The higher biomass density is achieved in case of uniform vegetation cover, and the lower when species self-organize in patterns.

Correspondingly, soil moisture availability is higher when the average biomass density is lower due to reduced evapo-transpiration but collapses in case of bare soil (when total biomass density is null) where facilitative infiltration does not take place and the absence of vegetation cover results in a loss of water resources (Figure 3).

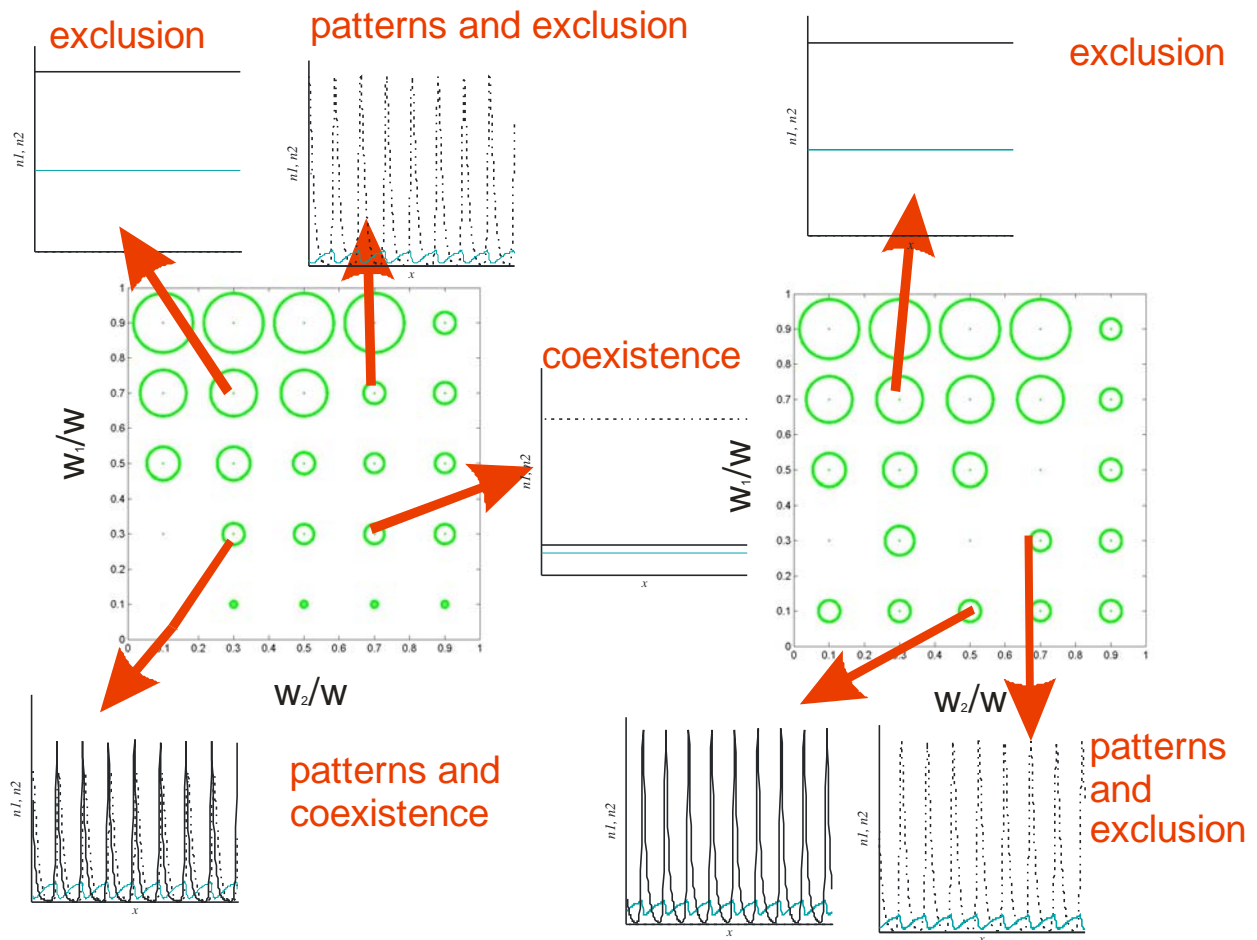


Figure 2. Biomass density (proportional to circle radius) as a function of species adaptation thresholds. For selected points patterns of vegetation (black continuous and dashed line) and soil moisture (blue line) are also shown.

4 CONCLUSION

It is often stated that self-organizing vegetation patterns should be imitated when designing man-managed water-harvesting systems for rain-fed crop fields in conditions of water scarcity (Valentin *et al.*, 1999), because vegetation patterns seem to be able to optimize the use of scarce water resource and prevent ecosystem shifts. However, the fact that coexisting species may differentiate some phenological attributes when growing close to each other (Tilman and Snell-Rood, 2014) cannot be ignored when managing multispecies community.

We assumed that 1) soil moisture is a proxy for environmental resources abundance, and 2) niche adaptation to soil moisture thresholds represents the trade-off between resources abundance and growth opportunities where each species growth is restricted. Adaptation, inter- and intra-specific facilitation affect the environmental aspect and the community shape, leading to patterns of coexistence and exclusion or to uniform cover of one or two species.

The results presented here demonstrate that 1) self-organizing patterns, developing under specific adaptation conditions, do not lead in general to higher biomass production than uniform cover developing under different adaptation conditions, that 2) vegetation patterns are extremely vulnerable to exclusive species adaptation to non overlapping niches and ultimately that 3) adaptation of one species to a too tight range of extreme conditions does not preserve biodiversity and may rather lead to exclusion.

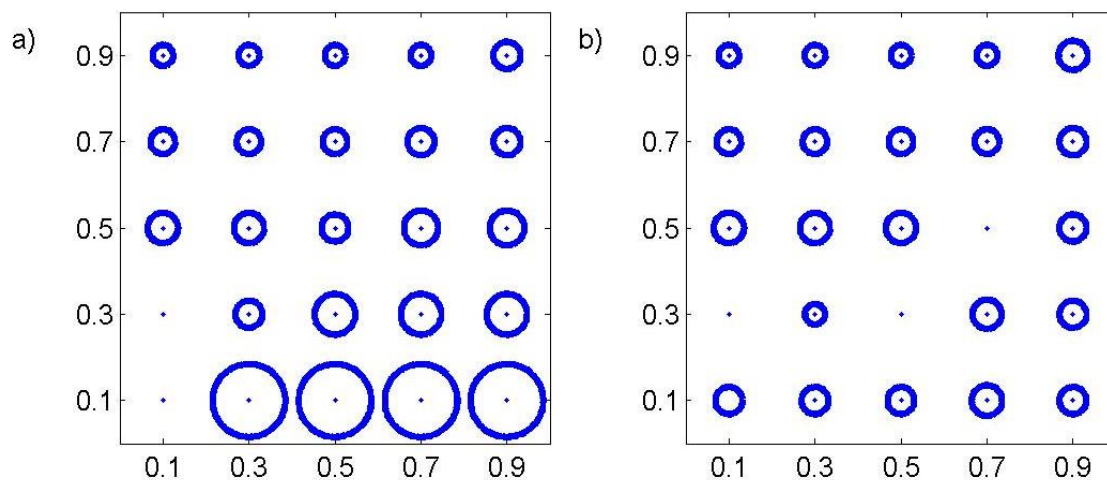


Figure 3. Soil moisture content (proportional to circle radius) as a function of species adaptation thresholds.

Apparently, the results seem to indicate that patterning should be avoided in order to maximize average yield, certainly due to the relevance given to the eco-hydrological facilitative mechanisms. Although, it should be also acknowledged that the highest levels of productivity in a diverse community are not necessarily associated with the highest levels of stability, which should be taken in due consideration as well. Self organization leads to an alternation of high and low biomass areas, and this modulating effect could be a key factor in the ecosystem resilience even though on average leads to lower biomass density than uniform cover. We conclude that in order to apply results of minimal models to land use change scenarios, further research should be devoted to single species survival and adaptation strategies, and to the resilience of the ecosystem at community level.

References

- Couteron P., Anthelme F., Clerc M., Escaff D., Fernandez-Oto C. & Tlidi M., Plant clonal morphologies and spatial patterns as self-organized responses to resource-limited environments. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* 372, 2014.
- Garcia-Baquero, G., Silvertown, J., Gowing, D.J. & Valle, C.J., Dissecting the hydrological niche: soil moisture, space and lifespan. *Journal of Vegetation Science* 27: 219–237, 2016.
- Harpole, W.S. The hydrological niche and spatially structured species co-existence, *Journal of Vegetation Science* 27, 215–216, 2016.
- Klausmeier C.A. Regular and irregular patterns in semiarid vegetation. *Science* 284:1826–1828, 1999.
- Lefever R. & Lejeune O. On the origin of tiger bush. *Bulletin of Mathematical Biology* 59: 263–294, 1997.
- Maestre, F.T. & Cortina J., Do positive interactions increase with abiotic stress? A test from a semi-arid steppe. *Proceedings of the Royal Society of London B* 271: S331–S333, 2004.
- Maestre F.T., Valladares F. & Reynolds J.F., Is the change of plant-plant interactions with abiotic stress predictable? A meta-analysis of field results in arid environments. *Journal of Ecology* 93: 748–757, 2005.
- Malkinson D. & Tielboerger K., What does the stress-gradient hypothesis predict? Resolving the discrepancies. *Oikos* 119:1546–1552, DOI:10.1111/j.1600-0706.2010.18375.x, 2010.
- Meron E., *Nonlinear Physics of Ecosystems*, CRC Press Taylor & Francis Group, 2015.
- Saco PM, Moreno-de las Heras M., Ecogeomorphic coevolution of semiarid hillslopes: Emergence of banded and striped vegetation patterns through interaction of biotic and abiotic processes. *Water Resources Research* 49. doi: 10.1029/2012WR012001, 2013.
- Tilman D. & Snell-Rood E.C. Ecology: Diversity breeds complementarity. *Nature* 515(7525): 44–5. DOI:10.1038/nature13929, 2014.
- Ursino N. & Callegaro C. Diversity without complementarity threatens vegetation patterns in arid lands, *Ecohydrol.*, doi: 10.1002/eco.1717, 2016
- Valentin C., d’Herbes J.M. & Poesen J., Soil and water components of banded vegetation patterns. *Catena* 37:1–24, 1999.

REPLACING OLD FORESTS WITH YOUNG PLANTATIONS CAN IMPACT SUMMER CONVECTIVE RAINFALL

Gabriele Manoli ¹, Jean-Christophe Domec ^{1,2}, Kimberly Novick ³, Andrew Christopher Oishi ⁴, Asko Noormets ², Marco Marani ¹ & Gabriel Katul ¹

(1) Nicholas School of the Environment, Duke University, Durham, NC 27708, USA; (2) Department of Forestry and Environmental Resources, North Carolina State University, Raleigh, NC 27607, USA; (3) School of Public and Environment Affairs, Indiana University, Bloomington, IN 47405, USA; (4) Coweeta Hydrologic Laboratory, USDA Forest Service, Otto, NC 28763, USA

KEY POINTS:

- A non-linear relation between Bowen ratio and soil moisture, together with free atmosphere conditions, regulates cloudy/cloudless regimes above land
- Young trees regulate the persistence of convective conditions enhancing rainfall recycling mechanisms, old trees exert little control.
- Large scale plantation expansion can alter key aspects of the hydrological cycle by modifying land-atmosphere conditions

1 INTRODUCTION

Forests worldwide represent a major carbon sink and, given that forest losses have strongly contributed to anthropogenic CO₂ emissions (Le Quere *et al.* 2013), carbon sequestration strategies support tree plantation expansion and afforestation projects (Jackson *et al.* 2005). As a consequence, over the last 50 years, some regions such as the Southeastern United States (SE-US) exhibited both forest losses and gains (Hansen *et al.*, 2013) with old natural forests being replaced by young fast growing trees (Wear & Greis, 2012). Given the current climate policies and the increasing demand for wood (e.g. for biofuel production), plantation expansion in the SE-US is projected to increase in the coming years (Wear & Greis, 2012; Manoli *et al.*, 2016) but the full environmental consequences of such large-scale land use changes are not fully understood. Jackson *et al.* (2005) demonstrated that afforestation can impact usable water, increasing soil salinization and decreasing stream flow, thus offsetting the benefits of climate mitigation. Here we use observations from four Loblolly pine (*Pinus taeda*) plantations in the SE-US together with a zero-order analytical model of the Soil-Plant-Atmosphere (SPA) system to assess whether the proliferation of young plantations replacing old forests can impact key aspects of the hydrological cycle, such as convective clouds formation and rainfall recycling mechanisms.

2 MATERIALS AND METHODS

2.1 Study sites

Observations from four Loblolly pine plantations located in North Carolina, USA, are considered here (see Figure 1 and Table 1). Two sites (C1 and C2) are located in the Coastal region and two sites (P1 and P2) in Piedmont region (Manoli *et al.*, 2016). The first site C1 is a young plantation that was clear-cut in 2004 and replanted in 2005 with two-year-old loblolly pine seedlings, site C2 is a 15-year-old (at the time of monitoring) plantation situated in the lower coastal plain, site P1 is a 22-year-old stand situated within the Duke Forest, and site P2 is an old stand with 35-year-old pines (approximately 30 km northwest of site P1). The two coastal sites (C1-C2) and the old plantation (P2) are treated as a chronosequence (i.e. pine stands of the same species, with comparable hydro-meteorological conditions and soil characteristics but different ages) to investigate the impact of tree age on the partitioning of surface energy fluxes. Sites C2 and P1 have comparable stand age (mature 15-20 year-old pines) but different edaphic conditions and they are used to evaluate the role of soil type (predominantly Belhaven series histosol over coarse sand at site C2, mostly clay at site P1) on SPA interactions. All the sites were instrumented with Eddy covariance systems and soil moisture sensors. Further information on data collection and site characteristics can be found in Manoli *et al.* (2016).

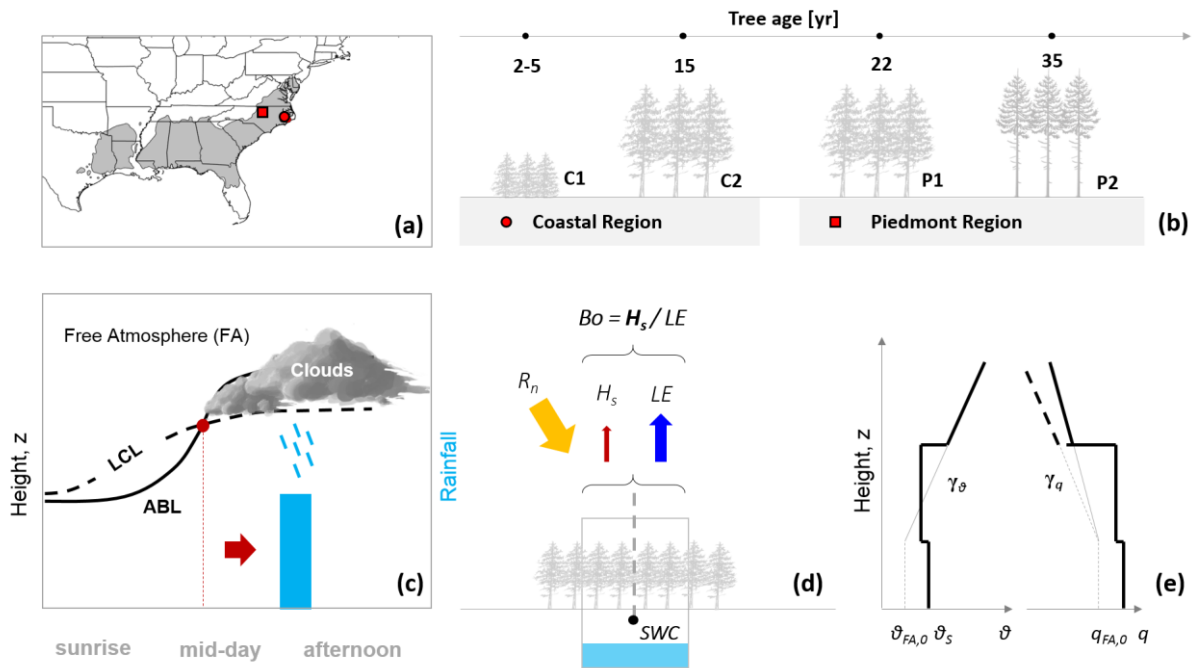


Figure 1. Case studies: (a) geographic distribution of Loblolly pines in the Southeastern US, location of the study sites (red symbols), and (b) stands age. Conceptual model (modified from Bonetti *et al.*, 2015 and Manoli *et al.* 2016): (c) predisposition to convective rainfall is defined by the crossing of the Atmospheric Boundary Layer (ABL) with the Lifting Condensation Level (LCL), (d) a surface energy balance is used to determine the partitioning of available energy into sensible (H_s) and latent (LE) heat and (e) simplified temperature and humidity profiles in the atmosphere are assumed (Porporato 2009).

Site	Location	Stand Age [yr]	Soil Type	LAI _{max}
C1 - Young plantation	Coastal region, NC (USA)	2-5	Ultisol/Sandy-loam	4.1
C2 - Coastal plantation	Coastal region, NC (USA)	15	Histosol/Sandy-loam	5.6
P1 - Duke Forest	Piedmont region, NC (USA)	22	Clay	5.8
P2 - Old plantation	Piedmont region, NC (USA)	35	Sandy-loam	2.0

Table 1. Study sites: location, tree age, soil type, and maximum leaf area index (LAI_{max}). Additional information can be found in Manoli *et al.* (2016).

2.2 Model description

The main precipitation mechanism likely to be impacted by large-scale land cover changes in the SE-US is convective rainfall, i.e. rainfall generally occurring during summer as a result of ecosystem level heat and moisture fluxes (Juang *et al.* 2007; Bonetti *et al.*, 2015) when they occur on spatial scales much larger than the Atmospheric Boundary Layer (ABL) height (ca. 1000-2000 m). In order to develop a simple analytical criterion for convective clouds/rainfall generation, the following assumptions are made: (i) general circulation is neglected, only vertical exchanges are considered, (ii) the ABL is well-mixed, (iii) the Bowen ratio $Bo = H_s / LE$ (where H_s and LE are the sensible and latent heat fluxes, respectively) is constant during the day (Porporato, 2009), and (iv) cloud formation is approximated by the crossing between the ABL height and the Lifting Condensation Level (LCL). Such a crossing is a necessary (but not sufficient) condition for convective rainfall initiation (Juang *et al.*, 2007; Bonetti *et al.*, 2015). Under these assumptions and using a prescribed parabolic function of time t to describe the diurnal evolution of net radiation, an analytical solution for the daily dynamics of the ABL height h can be derived (Porporato, 2009):

$$h(t) = \left[\frac{2(1+2\beta)R_{n,max}Bo(3t_0-t)^2}{3\rho c_p \gamma_g (1+Bo)t_0^2} \right] \quad (1)$$

where t_0 is the time at sunrise (being $t_0 < t < 2t_0$ the time of day), β is the fraction of sensible heat flux entrained from the top of the ABL, $R_{n,max}$ is the daily maximum net radiation, γ_g is the potential temperature lapse rate, ρ is the mean density of air and c_p is the specific heat capacity of dry air at constant pressure. Using simplified temperature and humidity profiles (Figure 1e), Eq. (1) can be used to derive analytical expressions for the evolution of both ABL potential temperature $\vartheta = \vartheta(h, \gamma_g, \vartheta_{FA})$ and specific humidity $q = q(h, \gamma_q, q_{FA})$, where γ_q is the humidity lapse rate and ϑ_{FA} and q_{FA} the intercepts of the potential temperature and humidity linear vertical profiles, respectively (Porporato, 2009). The dynamics of the LCL height (L) is thus estimated as (Stull, 1988):

$$L(t) = \frac{R\vartheta}{gM_a} \ln \left[\frac{P_s}{P_L(\vartheta, q)} \right] \quad (2)$$

where R is the universal gas constant, g is the gravitational acceleration, M_a is the molecular weight of air, P_s is the atmospheric pressure at the canopy surface, and P_L is the atmospheric pressure at height L , estimated from ABL conditions (ϑ and q). A cloud formation criterion can now be defined as (Manoli et al., 2016):

$$\delta = \text{sgn}(\Delta) \quad (3)$$

being $\Delta = h - L$ a cloud formation function defining whether the ABL-LCL cross or not. Equations (1)-(3) provide a fully coupled description of the SPA system and convective clouds/rainfall occur when $\delta = 1$ ($\Delta > 0$). Clear sky is expected otherwise ($\delta = -1$, $\Delta < 0$). Two main parameters, controlling the amount of water vapor in the ABL available for clouds formation, can be identified: (1) the Bowen ratio Bo , encoding the flux of water from soil to the atmosphere as regulated by land surface processes and (2) the free atmosphere (FA) conditions (encoded in the humidity lapse rate γ_q), determining the amount of water vapor entering at the top of the ABL by entrainment. The solution of $\Delta(Bo, \gamma_q) = 0$ (for $t = 2t_0$ as illustrated in Manoli et al., 2016) thus provide the transition between cloudy/cloudless regimes as a function of biotic (land fluxes) and abiotic (FA) conditions.

3 RESULTS AND DISCUSSION

In Figure 2a-d the Bowen ratio measured at the sites (summer convective conditions only, see Manoli et al., 2016 for details) is plotted against observed root zone soil water content (SWC). The results provide a neat power law relation (black lines in Figure 2a-d) that encodes the role of root water uptake, stomatal regulation and photosynthetic processes on the partitioning of surface energy fluxes:

$$Bo(SWC) = aSWC^{-b} + Bo_w \quad (4)$$

where a and b are parameters that depend on soil and vegetation characteristics and Bo_w is the Bowen ratio under well-watered conditions. Eq. (4) can be used together with Eq. (3) to define the cloud formation criterion as a function of SWC, i.e. $\Delta = \Delta(SWC, \gamma_q)$, and disentangle the role of soil vs FA conditions in triggering convective rainfall. The results (Figure 2e-h) show that under wet soil conditions, cloud formation can occur over a wide range of FA conditions due to the large amount of water vapor transpired by vegetation. When the soil becomes dry water stress can reduce pine transpiration and drive the ecosystem to a suppression of convective clouds (i.e. shallow cumuli can form only if there is enough moisture in the FA). The threshold for water stress (represented by the SWC causing a steep increase in Bo , as observed in Figure 2a-c) provides a threshold for convective cloud formation (Figure 2e-g) and a lack of subsequent precipitation might enhance a positive feedback with water stress (i.e. less transpiration-less precipitation, Manoli et al., 2016). This threshold depends on both soil characteristics (Figure 2b-c) and stand age (Figure 2a,b,d), suggesting that pines development stage can influence rainfall recycling mechanisms. While soil characteristics defines the “operational” SWC (and the threshold for water stress), tree age affects the

ecosystem response to SWC changes. As the pines grow, stress conditions occur at lower SWC values (e.g. due to root growth) and by age 5, the young plantation (C1) starts exhibiting Bo -SWC patterns similar to the mature sites C2 and P1 (Figure 2a). However, the Bowen ratio at the old stand P2 (Figure 2d) shows little variations with SWC and a much higher Bo_w compared to the young and mature stands.

These results suggest that young and mature pines are more sensitive to soil conditions than old stands: they operate at the verge of hydraulic failure, but regional hydrology and site-level water recirculation provide sufficient moisture to sustain convective precipitation. On the contrary, old pines appears to be insensitive to soil moisture variations, implying higher tolerance to drought but limited ability to recirculate available water. Therefore, large scale plantation forestry expansion such as the one projected in the SE-US, can impact key aspects of the hydrological cycle by modifying land surface fluxes and subsurface water availability and need to be accounted for in future water resources planning

REFERENCES

- Bonetti S., Manoli, G., Domec, J.C., Putti, M., Marani, M. & Katul, G. The influence of water table depth and the free atmospheric state on convective rainfall predisposition, *Water Resources Research*, 2015, 76, 11-28.
- Hansen, M.C., Potapov, P.V., Moore, R., *et al.* High-Resolution Global Maps of 21st-Century Forest Cover Change, *Science*, 2013, 342, 850-853.
- Jackson, R.B., Jobbágy, E.G., Avissar, R., Roy, S.B., Barrett, D.J., Cook, C.W., Farley, K.A., le Maitre, D.C., McCarl, B.A. & Murray, B.C. Trading Water for Carbon with Biological Carbon Sequestration, *Science*, 2005, 310, 1944-1947.
- Juang, J.Y., Porporato, A., Stoy, P.C., *et al.* Hydrologic and atmospheric controls on initiation of convective precipitation events, *Water Resources Research*, 2007, 43, W03421.
- Le Quéré, C., Adres, R.J., Boden, T. *et al.* The global carbon budget 1959–2011, *Earth System Science Data*, 2013, 5, 165-185.
- Manoli, G., Domec, J.C., Novick, K., Oishi, A.C., Marani, M. & Katul G. Soil-plant-atmosphere conditions regulating convective cloud formation above Southeastern US pine plantation, *Global Change Biology*, accepted.
- Porporato, A. Atmospheric boundary-layer dynamics with constant bowen ratio, *Boundary-Layer Meteorology*, 209, 137, 227–240.
- Stull, R.B. An Introduction to Boundary Layer Meteorology, Springer, New York, 1988.

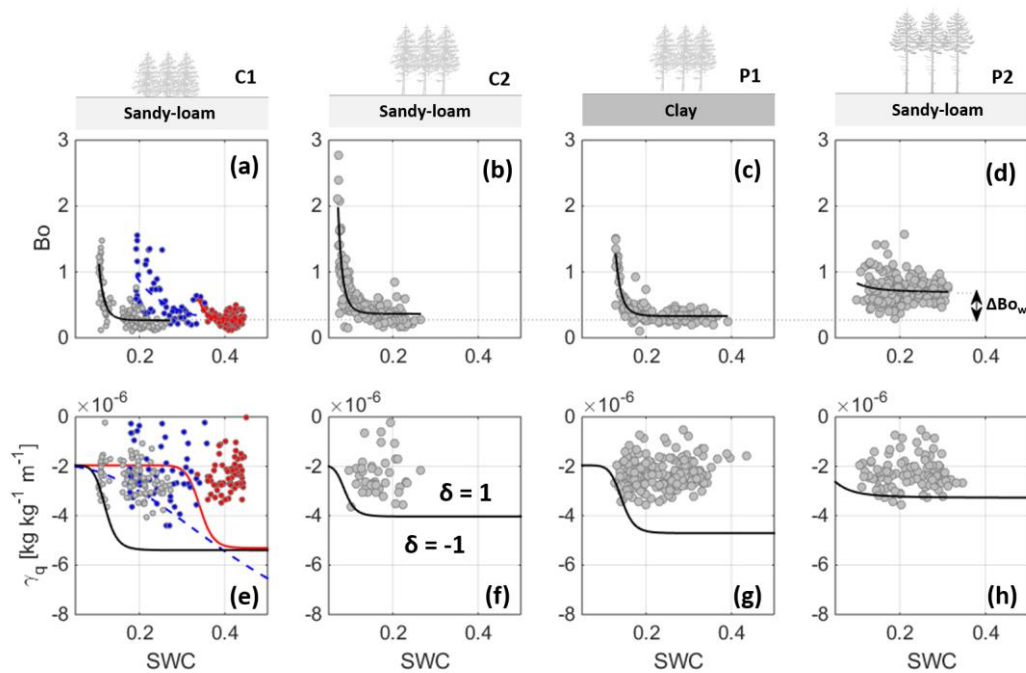


Figure 2. Results: (a-d) observed relation between Bowen ratio and soil water content (circles) and fitted power law relation (lines); (e-h) cloud formation threshold $\Delta = 0$ (lines) compared with observed SWC and FA conditions (circles). The predisposition to triggering convective rainfall is illustrated by the cloud formation criterion (cloudy/rainy for $\delta=1$, cloudless/no-rain for $\delta=-1$). Observations from the site C1 are divided into three sub-sets: year 2006 (2 yr old trees, red circles/line), year 2007 (3 yr old trees, blue circles/line) and years 2008-2009 (4-5 yr old trees, grey circles/black line).

SPATIAL ANALYSIS TECHNIQUES FOR MAPPING THE ANNUAL SURFACE RUNOFF IN SICILY UNDER THE BUDYKO'S FRAMEWORK

Francesco Viola¹, Domenico Caracciolo², Angelo Forestieri², Dario Pumo² & Leonardo Noto²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettura, Università degli Studi di Cagliari, Via Marengo, 2, 09123, Cagliari, Italia; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali, Università degli Studi di Palermo, Viale delle Scienze, Edificio 8, 90128, Palermo, Italia.

KEY POINTS

- *This work shows a new approach, based on the Budyko framework, for mapping the mean annual surface runoff and deriving the probability distribution of the annual runoff in arid and semi-arid watersheds.*
- *We analytically provide the annual runoff distribution as the derived distribution of annual rainfall and potential evapotranspiration.*
- *The simulated long-term annual runoff and its distribution have been compared with historical records at several gauged stations, obtaining satisfactory matching.*

1 INTRODUCTION

Budyko was one of the pioneers in modeling energy and water balance within a basin, searching, at the same time, links between climate, runoff and evapotranspiration (Budyko, 1961; Budyko, 1974). He empirically derived the homonymous curve which relates evapotranspiration losses to a dryness index, defined as the ratio of potential evapotranspiration to precipitation. This curve describes the partitioning of precipitation into evapotranspiration and runoff, assuming steady-state conditions and that hydrological processes are driven by the macro-climate. These two conditions refer to the temporal and spatial scales of application, namely long-term averages and large catchments. Starting from the semi-empirical equation proposed by Budyko, several formulations have been developed. Two of the most diffused are the Turk-Pike (Turc, 1954; Pike, 1964) and the Fu (Fu, 1981) mono-parametric formulations. Accordingly to the Fu's mono-parametric formulations, the ratio between actual evapotranspiration and rainfall is shaped with only one parameter, commonly named ω , that should be calibrated using measured data and it has been proved to reflect the role of vegetation, soil and topography on precipitation partitioning.

Following the intuition attributable to Yang *et al.* (2007), under the difficulties induced by the seasonality of rainfall in counter-phase with temperature, this work aims to describe a method to estimate annual surface runoff and its interannual variability in Mediterranean arid and semiarid watersheds, under the Budyko framework. A methodology based on the Budyko framework is first used to estimate the long-term water balance components. Two spatial scales are investigated and integrated, namely pixel and basin spatial scale. The first novelty of this work lies in the integration in a GIS framework of the Budyko theory, aimed at deriving the raster layer of long-term runoff for a given region. This will be performed by integrating upstream contributions, which, in turns, can be derived from point information, as rainfall and potential evapotranspiration, and using regional rules for water partitioning.

The second novelty of this work is the analytical derivation of the annual runoff probability distribution. This method is based on a radical simplification of the Budyko equation, under the assumption of negligible water transfer among consecutive hydrological years. Annual rainfall and potential evapotranspiration probability distributions, together with two parameters describing regional simplified water partitioning rules, are the only inputs required for the computation of the annual runoff probability distribution. This novel method is coupled with a similar numerical one, based on Monte Carlo simulations, with the aim to highlight limitations and potentialities of the analytical approach.

The entire island of Sicily (southern Italy) has been used as case study. Regional rules for rainfall partitioning in runoff and evapotranspiration have been derived from observations. Long-term water balance components, recorded in several river basins, have been used in order to fit the parameter ω in Fu's equation. The same curve has been used in order to describe annual water partitioning, after verifying that ω calibrated from the long-term mean water balance is highly correlated with the one optimized from the water balance of individual year. Results point out the possibility to obtain reliable long-term runoff raster layers and

probability distributions of annual runoff also at ungauged basins.

2 METHODS

For a given basin the actual evapotranspiration rate E and runoff Q are governed mainly by the amount of available energy and precipitation R . The water balance in a basin for any given time interval can be expressed as the variation of water stored in the basin S , set equal to the difference among precipitation, actual evapotranspiration and runoff. Considering point scale, the water balance has still a physical meaning if we consider Q as the contribution to the downstream runoff and precipitation R as the only water input. Over large time scales, it can be reasonably assumed the steady state condition, which means negligible water accumulation at basin scale. Under this assumption Budyko (1974) suggested a functional link relating the ratio between actual evapotranspiration and precipitation with the aridity index, defined as the ratio between potential evapotranspiration E_p and precipitation. Accordingly to the Fu's (Fu, 1981) mono-parametric formulations, the ratio between actual evapotranspiration and rainfall is shaped with only one parameter, commonly named ω , that should be calibrated using measured data. Under the above mentioned assumptions is thus possible to assess the mean long term runoff \bar{Q} (hereafter the hat indicates long term means) as a function of potential evapotranspiration \bar{E}_p and precipitation \bar{R} . While the Fu's equation has been derived for a whole catchment, we tested the hypothesis that this equation is also reasonably valid at point scale and allows a robust estimate of annual runoff when contributions are opportunely averaged at the basin outlet.

Water partitioning rule at the annual time scale may differ from the one depicted by the Fu's equation calibrated at the basin scale for long time scales, because of the water storage presence. In fact, the residual water from a previous hydrological year remains available at the successive year for evapotranspiration in addition to rainfall. Differently, in arid Mediterranean basins, due to low inter-annual water storage, the summer acts as a renewal event which erases the memory of the past dynamics (Viola *et al.*, 2008). As a result, the interannual soil-moisture, evapotranspiration and runoff dynamics can be conceptually represented as a sequence of disconnected years with distinguished wet and dry seasons. Following this consideration, the water partitioning rules given by the Budyko's curve can also be used at the annual time scale, as done by Yang *et al.* (2007) for arid catchments in China.

In this work the Fu's equation, after opportune calibration of the parameter ω , has been used for determining annual runoff Q and evapotranspiration from annual rainfall and potential evapotranspiration. Furthermore, the probability distribution of Q has been obtained as the derived distribution of R and E_p , of course once known the two latter distributions. Assuming that R and E_p are independent random variable, the analytical solution for the derived distribution of Q has been calculated, first, looking for the inverse function of runoff and, then, integrating the joint distribution of rainfall and potential evapotranspiration in the whole domain of physically admissible potential evapotranspiration. Alternatively, the derived distribution has been numerically obtained through Monte Carlo simulations, namely sampling R and E_p from opportune distributions.

3 RESULTS

The considered study area is covered by a considerable number of rainfall, temperature and hydrometric gauging stations managed by the OA-ARRA (*Osservatorio delle Acque-Agenzia Regionale per i Rifiuti e le Acque*) since the 1921. From the original dataset, a total number of 53 hydrometric gauging stations, with more than 10 years of observations within the period 1968-1997, have been selected; such stations collect daily runoff data from basins with areas ranging from 9 to 1086 km². Daily rainfall recorded by 248 rainfall stations of the OA-ARRA within the same time period have been aggregated at annual time scale and used to estimate \bar{R} at each gauge location, while daily temperatures, recorded by 75 thermometric stations of the same agency for the same period, have been aggregated at the monthly scale in order to calculate the potential evapotranspiration \bar{E}_p using Thornthwaite equation. Using spatial interpolation procedures (Di

Piazza *et al.*, 2011; Di Piazza *et al.*, 2015), we obtained the raster layer of mean value of annual rainfall \bar{R} and potential evapotranspiration \bar{E}_p at regional scale.

First we created a tool able for deriving and mapping the annual runoff \bar{Q} , also at ungauged basins. In order to do that, we assume that the Fu's equation is also valid at pixel scale; under this assumption, it is possible to derive the regional runoff layer using the spatial analysis procedure. The final output of the proposed algorithm is a vector map, shown in Figure 1, in which river is represented with a graduated line (i.e. the line thickness is proportional to the discharge [l/s] above a threshold of 50 l/s). The proposed methodology has been tested against observations for all the gauged Sicilian basins. The R^2 coefficient, calculated considering the whole sample of basins, is equal to 0.91 thus demonstrating that the proposed methodology is effective in reproducing annual runoff. In order to test the robustness of the proposed methodology and prove its performances at ungauged locations, *jackknife* validation has been performed, obtaining good results.

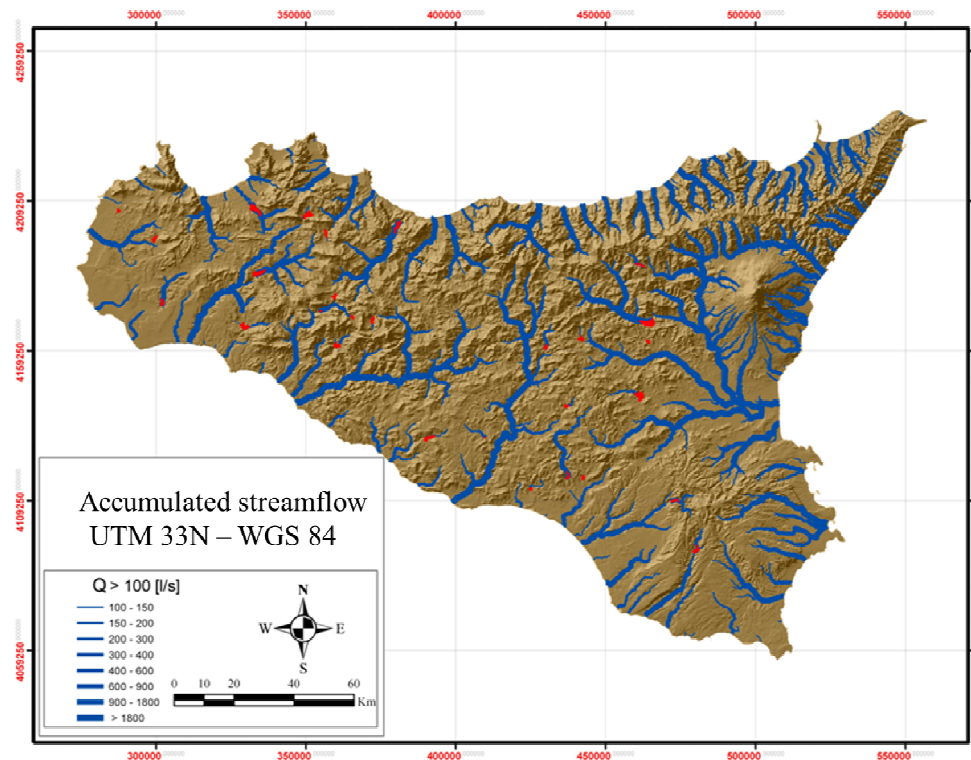


Figure 1. Accumulated streamflow map.

Theoretical cumulative distribution function (*cdf*) of the annual surface runoff has been computed from Monte Carlo simulations. Considering that, for arid catchments, the water balance could be considered as closed within any hydrologic year, the distribution of Q can be easily obtained under the assumption that R and E_p are independent and log-normal distributed. For each of the considered basins, two independent random sampling of R and E_p , have been provided as input to the annual Fu's equation obtaining a large sample of annual values of Q and computing the corresponding theoretical *cdf*. The comparison between observed annual runoff *cdf* and those obtained through the Monte Carlo simulations has been reported, for a representative basin, in Figure 2, together with the *cdf* of annual rainfall and potential evapotranspiration. The graphical comparison between empirical and theoretical *cdfs* of the annual surface runoff shows how the model is able to mimic the observations. A statistical assessment of the distance between the two curves for all the considered basins has been carried out using the Kolmogorov-Smirnov's test. The null hypothesis, that the samples are drawn from the same distribution, cannot be rejected for 87% of the considered basins.

This work has also proposed an analytical methodology that, under some reasonable assumptions, offers the annual runoff probability distribution in a closed form. Under the assumption of simplified rules for

water partitioning and assuming that annual rainfall and potential evapotranspiration are independent and normally distributed, it is possible to obtain runoff distribution in all the considered basins. Results of the approach have been reported for the same basin used to show the Monte Carlo method in Figure 2 with the aim of highlighting model potentialities and to offer a comparison with the previous approach (Monte Carlo) and the observed data, showing a really good fit.

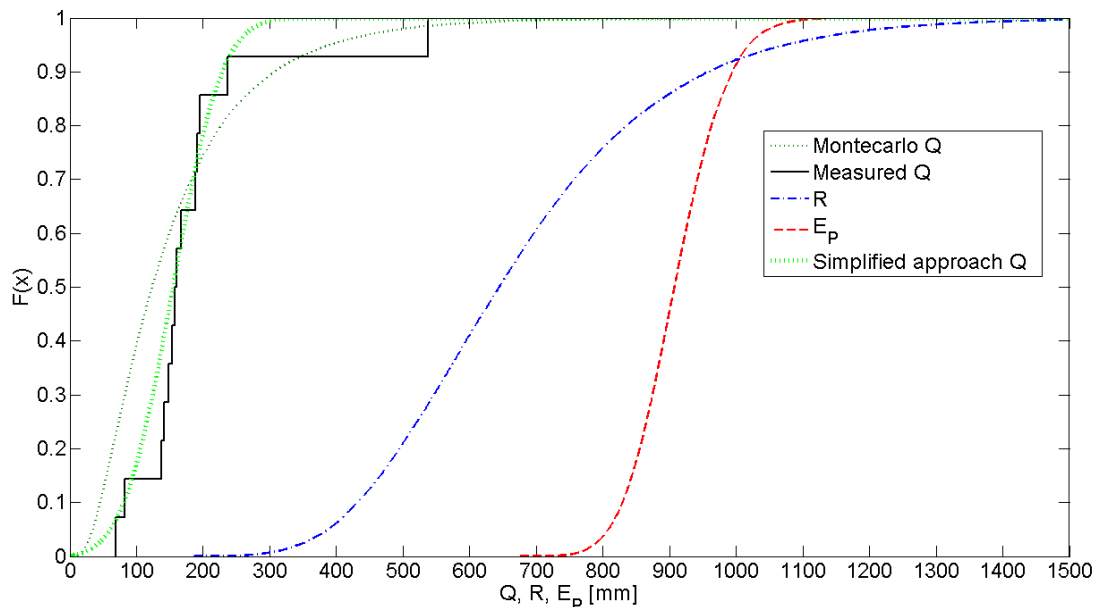


Figure 2. Comparison between observed annual runoff cdf (black line) and these obtained through the Monte Carlo simulations (dark green dots) and the analytical approach (green dashed line) in one of the considered basin. Also climatic forcings are reported: rainfall R (blue dashed line) and potential evapotranspiration E_p (red dashed line).

It must be recognized that obtaining the annual runoff probability density function in a closed form as a function of simple climatic statistics and simplified regional partitioning rules represents an important result of this work. Indeed, the annual runoff is fully described using few parameters: the parameter ω of the Fu's equation and the first and second order statistics of annual rainfall and potential evapotranspiration. Apart from the appealing simplicity of the analytical method, it has been verified its ability in reproducing annual runoff distribution in gauged basins. Performances are satisfactory and comparable with those obtained with more complex methods, i.e. Monte Carlo simulations.

REFERENCES

- Budyko, M. Climate and Life. Academic, 1974.
- Budyko, M. I. The heat balance of the earth's surface, *Soviet Geography*, 1961, 2: 3-13.
- Di Piazza, A., Conti, F. L., Viola, F., Eccel, E. & Noto, L. V. Comparative analysis of spatial interpolation methods in the Mediterranean area: Application to temperature in Sicily, *Water (Switzerland)*, 2015, 7: 1866-1888.
- Di Piazza, A., Lo Conti, F., Noto, L. V., Viola, F. & La Loggia, G. Comparative analysis of different techniques for spatial interpolation of rainfall data to create a serially complete monthly time series of precipitation for Sicily, Italy, *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation*, 2011, 13: 396-408.
- Fu, B. P. On the calculation of the evaporation from land surface, *Sci. Atmos. Sin.*, 1981, 5: 23-31.
- Pike, J. The estimation of annual run-off from meteorological data in a tropical climate, *Journal of Hydrology*, 1964, 2: 116-123.
- Turc, L. Le bilan d'eau des sols. Relation entre la precipitation, l'évaporation et l'écoulement, *Ann. Agron*, 1954, 5: 491-569.
- Viola, F., Daly, E., Vico, G., Cannarozzo, M. & Porporato, A. Transient soil-moisture dynamics and climate change in Mediterranean ecosystems, *Water Resources Research*, 2008, 44.
- Yang, D., Sun, F., Liu, Z., Cong, Z., Ni, G. & Lei, Z. Analyzing spatial and temporal variability of annual water-energy balance in nonhumid regions of China using the Budyko hypothesis, *Water Resources Research*, 2007, 43.

IMPLEMENTING A TRAVEL TIME MODEL FOR THE WATER BUDGETS OF COMPLEX CATCHMENTS: THEORY AND PRELIMINARY RESULTS.

Marialaura Bancheri¹ & Riccardo Rigon¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Università degli Studi di Trento.

KEY POINTS

- Introduction to the age-ranked water quantities
- Travel times and residence times: a clean theoretical framework for the estimation of the age of the water particles and passive solutes transport
- Preliminary results on the Posina River, Italy

1 INTRODUCTION: TOWARDS THE AGE-RANKED WATER QUANTITIES

With the recent advancement in the use of tracers in catchment research, the travel times of water particles and associated variables became widely investigated for understanding the age of the water particles, pollutants spreading, and nutrients transport.

Residence time, travel time and life expectancy are three related quantities. They can be defined with the use of the following equation:

$$T = (t - \tau) + (\iota - t) \quad (1)$$

where T [T] ([T] means time units) is the travel time, t [T] is the actual time, τ [T] is the injection time, i.e. the time in which a certain amount of water molecules enter the control volume and ι [T] is the exit time of the water molecules through the boundaries of the control volume. The so called residence time is, therefore, $T_r := t - \tau$ [T] and $L_e := \iota - t$ [T] is the life expectancy of the same molecules inside the same control volume. Usually, given the complexity of the processes involved, T , T_r and L_e are considered as random variables and studied by means of their probability distributions.

The study of the travel times has a long history, (e.g. *Rodriguez-Iturbe and Valdes*, 1979; *Rinaldo and Rodriguez-Iturbe*, 1996; *Rodriguez-Iturbe and Rinaldo* 1997; *D'Odorico and Rigon*, 2003; *Rigon et al.*, 2015) but, more recently, the papers by *Rinaldo et al.* (2011) and *Botter et al.* (2011), *Benettin et al.* (2015), among others, gave a new theoretical impulse, introducing the concepts of “backward” and “forward” probability of travel time, and introduced a first form of the equation regulating the water budgets probabilities, the “master equation”. They also introduced the StorAge Selection functions (SAS), to relate the backward probability of residence times with the travel time probability. However, were *Van Der Velde* (2012) and *Harman* (2015) that introduced the age-ranked quantities that we will further exploit to clarify the formalism.

The extremely fast development of the theory has let, in our opinion, some conceptual parts still not well disclosed and fully understood. This work purpose is, therefore, to clarify notation and fully explain concepts and to show how it can be applied to catchment analysis and modelling.

2 TRAVEL TIMES AND RESIDENCE TIMES: A NEW THEORETICAL FRAMEWORK

Consider a control volume as the one shown in figure 1a. The (bulk) water budget is:

$$\frac{dS(t)}{dt} = J(t) - Q(t) - EA_T(t) \quad (2)$$

where $S(t)$ [L³] is the time evolution of the water storage, $J(t)$ is the precipitation, and is, usually, a given (measured) quantity, while $Q(t)$, the discharge, and $EA_T(t)$, the actual evapotranspiration, are modelled.

Assume, than, that $S(t)$, $Q(t)$ and $EA_T(t)$ can be decomposed in their sub-volumes, which refer to water

injected into the system at time τ . We can, then, rewrite the water budget as a set of age-ranked budget equations, parameterized by τ , as:

$$\frac{ds(t, \tau)}{dt} = j(t, \tau) - q(t, \tau) - ae_\tau(t, \tau) \quad (3)$$

where $s(t, \tau)$ is the age-ranked water storage (i.e. the water storage sub-volumes), $j(t, \tau)$ is the age-ranked input, and $q(t, \tau)$ and $ae_\tau(t, \tau)$ are the age-ranked outputs (i.e. is the part of the discharge and evapotranspiration exiting the control volume at time t but composed by water molecules entered at instant τ).

We can, thus, define the backward probability density functions (pdf) of the residence time as:

$$p(T_r | t) \equiv p(t - \tau | t) = \frac{s(t, \tau)}{S(t)} \quad (4)$$

and analogously, we can define the backward travel time pdf, $p_Q(t - \tau | t)$ and backward evapotranspiration time pdf, $p_{AET}(t - \tau | t)$. All of them are probabilities conditioned to the actual time t .

Given the above definitions, the age-ranked equation (3) can be rewritten as:

$$\frac{dS(t)p(T_r | t)}{dt} = J(t)\delta(t - \tau) - Q(t)p_Q(t - \tau | t) - AE_T(t)p_{AET}(t - \tau | t) \quad (7)$$

in which the only unknown are the residence time and travel time pdfs. To solve equation (7), we need further assumptions, usually made by the introduction of the SAS, $\omega_Q(t, \tau)$ and $\omega_{AET}(t, \tau)$, which relate the pdfs of discharge and evapotranspiration with the residence time pdf. The equation (7) then becomes:

$$\frac{dS(t)p(T_r | t)}{dt} = J(t)\delta(t - \tau) - Q(t)\omega_Q(t, \tau)p(T_r | t) - AE_T(t)\omega_{AET}(t, \tau)p(T_r | t) \quad (7)$$

that can be solved exactly, after assigned the SAS, being an ordinary differential equation in $p(T_r | t)$, as shown, in the case of figure 1b.

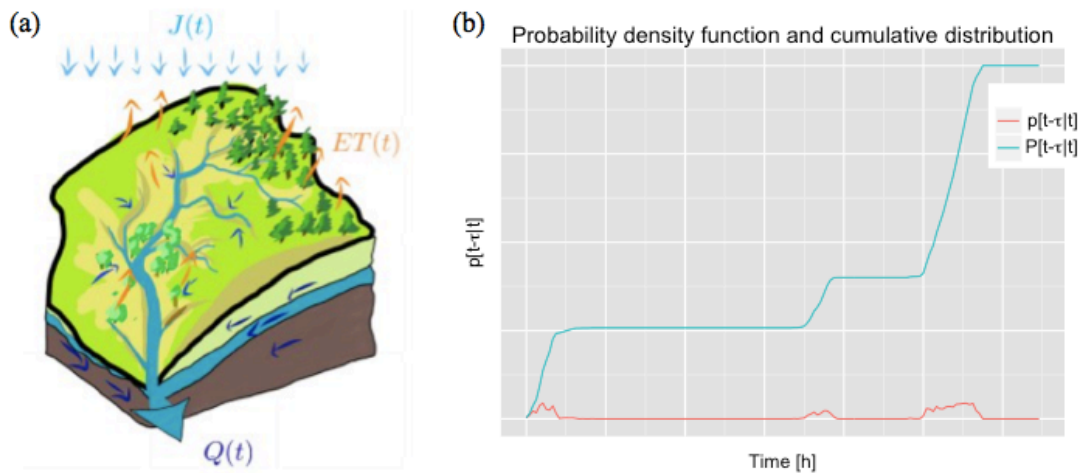


Figure 1. Panella a shows the single control volume considered, in which the input flux is the precipitation $J(t)$ and the output fluxes are the discharge $Q(t)$ and the evapotranspiration $ET(t)$. Panel 1b shows how the backward pdf and cdf relative to the same injection time, vary with t : when the input precipitation is null the pdf and the cdf, are constant in time, as it can be demonstrated (Rigon et al, 2016).

Thanks to Niemi's relationship, (Niemi, 1977), it is possible to relate the backward and forward travel time pdfs, given the partition coefficient, $\Theta(\tau)$, between the two outflows considered. In particular, Niemi's equation, in the case of discharge, can be written as:

$$Q(t)p_Q(t-\tau|t) = \Theta(\tau)p_Q(t-\tau|\tau)J(\tau) \quad (8)$$

where:

$$\Theta(\tau) = \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{\int_0^t q(t, \tau) dt}{\int_0^t q(t, \tau) dt + \int_0^t ae_T(t, \tau) dt} \quad (9)$$

Equation (8) can be rewritten in the same way for the evapotranspiration, obtaining the forward evapotranspiration time pdf, given its backward pdf.

The formalism developed above is applicable, in principle, to any substance, indicated by a superscript i and we can, easily rewrite the equations (2) and (3) as:

$$\frac{dS^i(t)}{dt} = J^i(t) - Q^i(t) \quad (10)$$

$$\frac{ds^i(t, \tau)}{dt} = j^i(t, \tau) - q^i(t, \tau) \quad (11)$$

in which we neglected the evapotranspiration (of the substance, admitted that it happens) for simplicity.

However, if the substance is diluted in water, it is, usually, treated as concentration in water (either in term of mass, moles or volume) and we can define:

$$C^i(t) = \frac{Q^i(t)}{Q(t)} \quad (12)$$

After proper substitutions and using Niemi's formula, we obtain the concentration of the passive solute in discharge, which is known once the concentration of the solute in input is known together with the backward probability as:

$$C^i(t) = \int_0^t p(t-\tau|t)C_J^i(\tau) d\tau \quad (13)$$

and a new form of the master equation for the passive solutes:

$$\frac{dS^i(t)p(t-\tau|t)}{dt} = J(t)p_J^i(t-\tau|t) - Q^i(t)\omega_Q(t, \tau)p(t-\tau|t) \quad (14)$$

where the subscripts i were dropped accordingly to the fact that i -substance is a passive tracers and behaves like water. Known the budget of the solute, equation (14) couples with equation (7) to determine $\omega_Q(t, \tau)$.

3 PRELIMINARY RESULTS ON THE POSINA RIVER

The Posina river basin, with outlet at Stancari is located in Veneto region, in the North Eastern part of Italy, and has a surface of 116 km². In the basin there are 12 meteorological stations and three hydrometric (discharge) stations. The meteo stations provide hourly rainfall and temperature data, (Abera *et al.*, 2016,a,b).

The theoretical framework described in the previous section, was implemented in a few components and integrated in the hydrological model NewAge-JGrass, (Formetta *et al.*, 2011, 2013, 2014).

To better describe all the processes, the domain was split in two control volumes, upper and lower, and the solutions derived were applied individually for each control volume. The water budget was solved using

hourly rainfall data and the output fluxes, the discharge and the evapotranspiration, were modelled. For the upper case, the input flux was the rainfall and the output fluxes were the quick runoff and the evapotranspiration. In the lower storage case, instead, the input was the drainage from the upper layer and the output the slow runoff, neglecting the evapotranspiration.

Figure 2 shows some very preliminary results obtained considering the well-mixing assumption (i.e. $\omega_Q(t, \tau) = \omega_{AET}(t, \tau) = 1$), using for the two volumes in terms of mean travel times. In the case of the topmost storage (figure 2a) the mean travel times are small and highly varying, according to the rainfall input, with a maximum value of 53 hours. On the contrary, the lower case (figure 2b) shows mean travel times higher and smoother, with a maximum value of 2550 hours (three month and a half).

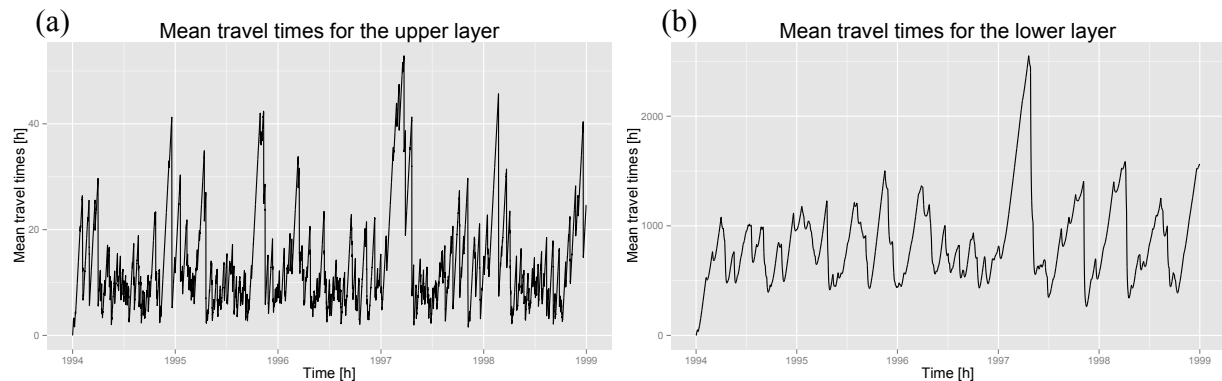


Figure 2. Mean travel times, in hour, obtained for the two control volumes considered. Panel 2a shows the results obtained for the upper layer, in which the input flux was the rainfall and the output fluxes were the quick runoff and the evapotranspiration. Panel 2b shows the results for the lower layer, in which the input flux was the drainage from the upper layer and the output, the slow runoff.

Further applications and validations on the Posina River and on Big Thompson river, US, will be done in the future. Next steps are considering more complicated modelling solutions for the water budget; splitting the catchment in more hydrologic response units; using passive solutes data and considering different SAS, to evaluate different mixing processes, and validate the model.

REFERENCES

- Abera W., Formetta G., Borga M. and Rigon R. "Estimating water budget at the basin scale with NewAge-JGrass, Part I: water inputs, their variability and uncertainty", to be submitted to Hess (2016,a)
- Abera W., Formetta G., Borga M. and Rigon R. , "Estimating water budgets and their variability at the basin scale with NewAge-JGrass. Part II: Outputs and storage components", to be submitted to Hess, (2016,b)
- Benettin, Paolo. "Catchment transport and travel time distributions: theoretical developments and applications." (2015).
- Botter, G., E. Bertuzzo, and A. Rinaldo (2011), Catchment residence and travel time distributions: The master equation, *GEOPHYSICAL RESEARCH LETTERS*, VOL. 38, L11403, doi:10.1029/2011GL047666
- D'Odorico, Paolo, and Riccardo Rigon. "Hillslope and channel contributions to the hydrologic response." *Water resources research* 39.5 (2003).
- Formetta, G., et al. "The JGrass-NewAge system for forecasting and managing the hydrological budgets at the basin scale: models of flow generation and propagation/routing." *Geoscientific Model Development* 4.4 (2011): 943-955.
- Formetta, Giuseppe. *Hydrological modelling with components: the OMS3 NewAge-JGrass system*. Diss. University of Trento, 2013.
- Formetta, G., et al. "Hydrological modelling with components: A GIS-based open-source framework." *Environmental Modelling & Software* 55 (2014): 190-200.
- Harman, Ciaran J. "Time-variable transit time distributions and transport: Theory and application to storage-dependent transport of chloride in a watershed." *Water Resources Research* 51.1 (2015): 1-30.
- Niemi, Antti J. "Residence time distributions of variable flow processes." *The International Journal of Applied Radiation and Isotopes* 28.10 (1977): 855-860.
- Rigon, Riccardo, et al. "The geomorphological unit hydrograph from a historical-critical perspective." *Earth Surface Processes and Landforms* (2015).
- Rigon R., Bancheri M. & Green T.R., Age-ranked hydrological budgets and the travel time description of catchment hydrology, to be submitted to Hess, 2016
- Rinaldo, A. and Rodriguez-Iturbe, I., Geomorphological theory of the hydrologic response, *Hydrol Proc.*, vol 10, 803-829, 1996
- Rodriguez-Iturbe, I. and Juan B. Valdes. "The geomorphologic structure of hydrologic response." *Water resources research* 15.6 (1979): 1409-1420.

EFFETTO DELL'ABBANDONO DI AREE AGROFORESTALI SUI SERVIZI ECOSISTEMICI IN AMBIENTE MEDITERRANEO

Paolo Nasta¹, Mario Palladino¹, Caterina Mazzitelli², Giuseppe Speranza¹, Benedetto Sica², Marcello Nicodemo³ & Nunzio Romano¹

(1) Dipartimento di Agraria, Università degli Studi di Napoli Federico II, Napoli, Italy. (2) Centro Interdipartimentale di Ricerca «Ambiente», C.I.R.A.M., Università degli Studi di Napoli Federico II, Napoli, Italy. (3) Consorzio di Bonifica "Velia", Prignano Cilento (SA), Italy.

ASPETTI CHIAVE:

- variazioni spazio-temporali delle principali componenti idrologiche dovute all'abbandono di aree agricole.
- impatto del cambio di uso del suolo osservato sui servizi ecosistemici offerti da un ambiente agroforestale mediterraneo.
- analisi di futuri scenari di cambio di uso del suolo.

1 PREMESSE E OBIETTIVO DELLO STUDIO

La conoscenza approfondita dei processi dinamici che interagiscono in un ecosistema agro-forestale consente una gestione sostenibile, efficiente e razionale delle risorse idriche, territoriali, energetiche e biologiche. Tali risorse sono state di recente inquadrare nell'ambito dei cosiddetti Servizi Ecosistemici (SE) che quantificano i benefici che l'ecosistema fornisce alla società umana attraverso il supporto di strumenti che integrano le prospettive economiche, sociali ed ecologiche. E' noto che esistono ecosistemi fragili, come quello mediterraneo, perché estremamente vulnerabili a criticità di origine naturale come incendi, siccità, erosione del suolo e frane. La pressione antropica, con l'eccessivo e incontrollato sfruttamento delle risorse naturali, ha certamente contribuito all'inasprimento dei fenomeni di degrado. In ambiente collinare-montano, fin dall'antichità le pratiche di sfruttamento (es., deforestazione, coltivazione e pascolo) hanno ridotto le fitocenosi primarie e secondarie. Inoltre, gli ecosistemi agroforestali mediterranei sono stati soggetti dal dopoguerra a un'inversione di tendenza dovuta a fattori antropogenici che hanno fatto registrare un forte esodo della popolazione dalle aree montane verso le aree urbane. Le cause socio-economiche del massiccio abbandono si possono ricondurre principalmente alla maggiore disponibilità di redditi alti e stabili nelle zone industrializzate e alla possibilità di svolgere lavori meno usuranti. Una obsoleta meccanizzazione agricola, le difficoltà logistiche legate alle modeste infrastrutture e la scarsa produttività dei suoli hanno portato a una redditività cronicamente poco conveniente di queste aree svantaggiate (Boncinelli e Casini 2014; Casini et al. 2013). D'altra parte, negli ultimi decenni l'impatto della "globalizzazione economica" ha causato una riduzione dei prezzi dei prodotti agricoli dovuta all'importazione di merci a basso costo di manodopera da Paesi in via di sviluppo. L'abbandono delle aree agricole e pascolate ha indotto una successione progressiva spontanea (incolti e arbusteti che sono progrediti con la forestazione naturale) o indotta (forestazione antropica per sfruttamento economico) consentendo una ricolonizzazione caotica delle fitocenosi arbustive e arboree. L'obiettivo di questo studio è di interpretare l'impatto delle dinamiche di cambio di uso del suolo sui servizi ecosistemici maggiormente connessi al bilancio idrologico, quali il deflusso superficiale, l'evapotraspirazione effettiva e l'erosione idrica del suolo, in un ecosistema agroforestale Mediterraneo attraverso un'analisi di sensitività svolta utilizzando il software AGWA (García-Ruiz & Lana-Renault, 2011; Fox et al., 2012). Le forzanti climatiche e i dati del suolo sono stati mantenuti invariati per evidenziare e quantificare l'impatto del solo cambio dell'uso del suolo. Diversi studi hanno evidenziato forti relazioni fra le condizioni idrologiche e l'abbandono delle terre coltivate, con aumento della superficie forestata (Nie et al., 2011; Wang et al., 2014).

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E AREA DI STUDIO

Il bacino idrografico del Fiume Alento occupa nella sua totalità una superficie di circa 410 km² ed è situato per circa l'80% all'interno del perimetro del Parco Nazionale del Cilento e Vallo di Diano (Regione Campania). Il clima è di tipo Mediterraneo sub-umido con piogge medie annue di 1360 mm e temperature medie annue di circa 16 °C. I rilievi montagnosi che delimitano il bacino dell'Alento sono costituiti da rocce calcaree o arenacee, mentre i rilievi collinari sono stati modellati nelle serie del Flysch del Cilento costituito

da alternanze di bancate calcaree, arenacee e argillose.

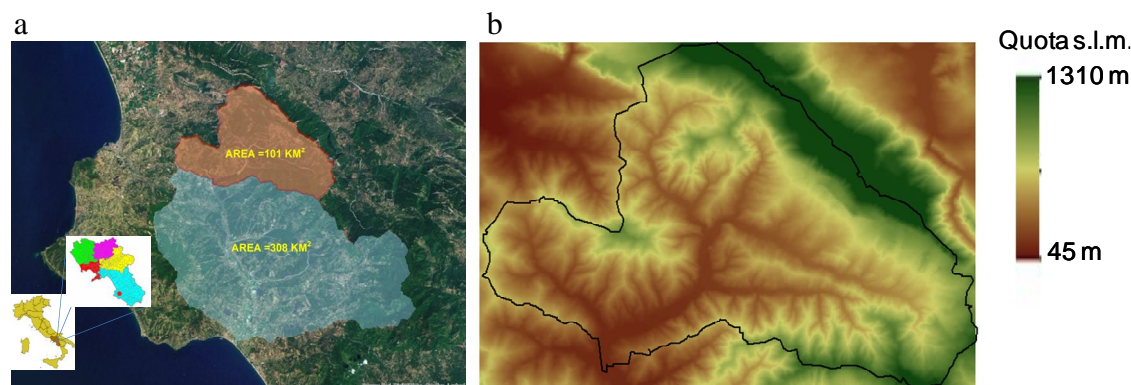


Figura 1. a) Delimitazione dell'area di studio del bacino del Fiume Alento: Basso Alento (area azzurra) e Alto Alento (area marrone); b) Topografia dell'Alto Alento (chiuso alla Diga di Piano della Rocca).

Tra gli anni '80 e '90 è stata costruita una diga in terra (diga di Piano della Rocca) per distribuire l'acqua per usi irrigui, civili e industriali, nonché per generazione di energia idroelettrica. Il bacino è stato quindi suddiviso in due sotto-bacini principali (Basso e Alto Alento rispettivamente a valle e monte della diga. Il Bacino dell'Alto Alento (BAA) ha estensione di circa 101 km² ed è oggetto di diverse indagini sperimentali di monitoraggio e modellizzazione dei processi idrologici. Il territorio agroforestale del BAA comprende formazioni di origine antropica (coltivi) e formazioni boschive (cedui e fustaie), spesso compenetranti fra di loro. La disponibilità di una serie storica di carte di uso del suolo del BAA (1955, 1998 e 2014, riportate in Figura 2) ha consentito di effettuare un'analisi degli effetti esercitati sulle componenti del ciclo idrologico dai cambiamenti di uso del suolo osservati all'incirca negli ultimi 60 anni e descritti dai grafici a torta di Figura 2. E' agevole riscontrare la notevole diminuzione della superficie dei seminativi e delle colture specializzate a favore del bosco che evolve dal 20% nel 1955 a circa il 69% nel 2014 della superficie complessiva del bacino Alto Alento. Dal 1955 a oggi (al 2014, a rigore), le aree agricole (seminativi) sono passate dal 34% a solo circa il 3% della superficie complessiva. Le aree incolte (definite come aree con copertura vegetale prevalentemente arbustiva e/o erbacea in evoluzione naturale), che nel 1955 occupavano il 35% della superficie, si sono ora ridotte al 3% nel 2014 a favore del bosco convertendosi da aree incolte ad arbusteti e macchia mediterranea, ascrivibili all'uso del suolo boscato. Le colture specializzate (oliveti e vigneti) sono diminuite del 2% dal 1955 al 1998, ma sono poi aumentate del 14% fino a raggiungere il 19% nel 2014.

3 RISULTATI E DISCUSSIONI

In questa sezione si presentano tre scenari di simulazione che adottano le carte di uso del suolo del 1955, 1998 e 2014 implementati nel modello AGWA (Miller et al., 2007). Le forzanti climatiche e i parametri del suolo sono stati mantenuti invariati in tutte le simulazioni. I risultati ottenuti dal modello (v. Tabella 1 e Figura 3) sono espressi in termini di valori medi annui (mm/anno) riferiti alla serie temporale dal 1955 al 2014.

	Bosco	Incolto	Seminativo	Culture specializzate	Q_r	S_t	ET_a
	$\Delta\%$	$\Delta\%$	$\Delta\%$	$\Delta\%$	mm/anno	t/(ha×anno)	mm/anno
uso suolo 1955	20	35	34	7	963,3	9,1	380,4
uso suolo 1998	43	30	18	5	824,9	7,5	515,0
uso suolo 2014	69	3	3	19	644,8	4,8	597,9

Tabella 1. Variazioni percentuali ($\Delta\%$) delle classi di uso del suolo e valori medi annui dei SE simulati da AGWA.

Nei sessanta anni considerati, le dinamiche temporali della copertura vegetale e la loro entità hanno avuto un forte impatto sulla formazione del deflusso superficiale (Q_r) nel BAA (Kim et al., 2013). Il progressivo incremento delle aree boscate che si è riscontrato nel 1998 (+23%) e nel 2014 (+49%) rispetto al 1955, ha determinato un valore medio annuo del deflusso superficiale via via decrescente che era di 963,3 mm/a con la situazione di uso del suolo del 1955, poi di 824,9 mm/a con la carta del 1998 e quindi di 644,8 mm/a con quella del 2014. Pertanto, l'aumento delle aree boscate ha determinato una riduzione del deflusso superficiale dapprima di circa il 15% passando dall'uso del suolo del 1955 all'uso del suolo del 1998, successivamente una riduzione di Q_r di circa il 33% passando dall'uso del suolo del 1955 all'uso del suolo del 2014 come si evince dalle carte riportate in Figura 2.

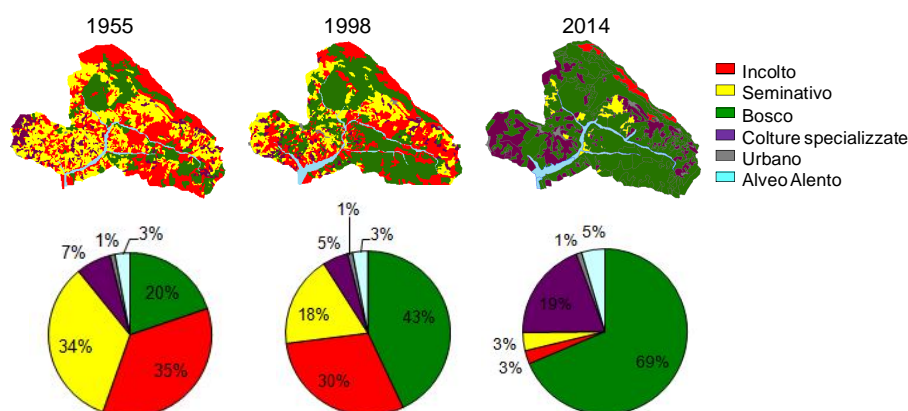


Figura 2. Carte di uso del suolo del 1955, 1998 e 2014 del BAA e grafici a torta che riportano le percentuali di superficie occupata dalle classi di uso del suolo.

Il trasporto di sedimenti (S_t) simulato dal modello mostra una notevole diminuzione, passando da 9,1 t/(ha×anno) quando si utilizza la carta di uso del suolo del 1955, a 7,5 t/(ha×anno) per la carta di uso del suolo del 1998 e quindi a 4,8 t/(ha×anno) per la situazione di uso del suolo rilevata del 2014. La riduzione della variazione percentuale risulta pari a circa il 18% passando dall'uso del suolo del 1955 a quello del 1998 e una riduzione di circa 47% passando dall'uso del suolo del 1955 a quello del 2014.

L'aumento di copertura arborea ha anche prodotto un incremento dei flussi evapotraspirativi effettivi (ET_a) medi annui nella zona di interesse passando da 380,4 mm/anno usando la carta di uso del suolo del 1955, a 515,0 mm/anno utilizzando la carta del 1998, a 597,9 mm/anno con quella del 2014. Tale situazione è bene evidente nella Figura 3 che riporta la differenza dei flussi evapotraspirativi medi annui, con un aumento di circa il 36% passando dall'uso del suolo del 1955 a quello del 1998 e un incremento di circa il 57% passando dall'uso del suolo del 1955 a quello del 2014.

4 CONCLUSIONI

Lo studio quantifica l'impatto dell'implementazione dinamica del cambio di uso del suolo osservato nell'arco degli ultimi 60 anni in un modello idrologico a scala di bacino. L'analisi degli scenari permette di analizzare l'effetto dell'abbandono rurale sui SE e sui beni e servizi che questi forniscono.

E' stato utilizzato il modello AGWA per esaminare specifiche variazioni di risposta idrologica. La presenza della diga realizzata per la gestione delle acque, necessita imprescindibilmente di quantificare il bilancio idrico in funzione del cambio di uso del suolo osservato nell'area di studio negli ultimi decenni. Lo scopo dello studio è di fornire un approccio efficace per quantificare e simulare gli impatti di scenari possibili di variazioni di uso del suolo sui servizi ecosistemici, migliorando così il processo decisionale da parte degli enti gestori delle risorse idriche e territoriali dell'area di studio.

Nel caso specifico, la diga immagazzina acqua per renderla disponibile per la produzione di energia idroelettrica e per il consumo irriguo e potabile. Tali "servizi" rappresentano il beneficio ecologico ed

economico che le utenze ricevono come servizio di ecosistema. Se fosse rimasta invariata la situazione del 1955, il volume idrico dell'invaso chiuso dalla diga avrebbe ricevuto un deflusso superficiale medio annuo di quasi 1000 mm pari al 73% della pioggia totale.

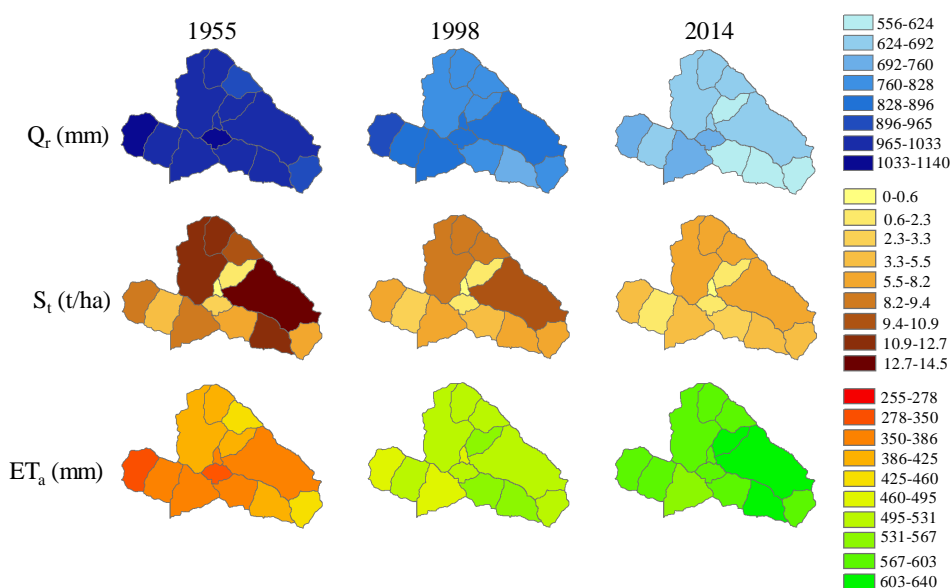


Figura 3. Variazione di deflusso superficiale (Q_r), trasporto solido (S_t) ed evapotraspirazione effettiva (ET_a) utilizzando le mappe di uso del suolo del 1955 (sinistra), del 1998 (centro) e del 2014 (destra).

A oggi, l'abbandono delle aree agricole ha portato a una produzione di deflusso superficiale nettamente inferiore (644,8 mm) pari al 47% della pioggia media annua. Come si può notare, la differenza tra le carte di uso del suolo del 1955 e quella del 2014 è elevata, e solo decisioni di tipo politico possono indirizzare a diversi cambiamenti dell'assetto del territorio. Ricevendo un volume idrico inferiore, gli Enti gestori dovranno tenere conto del fatto che questa riduzione è una conseguenza del cambio di uso del suolo osservato nel tempo che potrebbe portare a conseguenze economiche sfavorevoli per quanto riguarda la gestione delle risorse idriche. Tuttavia d'altra parte si riscontra l'effetto favorevole per quanto riguarda la riduzione netta dell'erosione del suolo sui versanti ora maggiormente occupati da zone forestate. Questi risultati saranno utili anche per valutare eventuali scenari futuri di cambi climatici (ad esempio, aumento dei periodi siccitosi) previsti in aree mediterranee.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Boncinelli, F. & Casini L. A comparison of the well-being of agricultural and non agricultural households using a multicriterial approach. *Social Indicators Research*, 2014, 119, 183-195.
- Casini, L., Ciaccia, D., Pizzoli, E., & Boncinelli F. Il reddito delle famiglie agricole italiane: stima e analisi. *Economia e Diritto Agroalimentare*, 2013, 18, 287-302.
- Fox, D.M., Witz, E., Blanc, V., Soulié, C., Penalver-Navarro, M., & Dervieux, A. A case study of land cover change (1950-2003) and runoff in a Mediterranean catchment, *Applied Geography*, 2012, 32,810-821.
- García-Ruiz, J.M., & Lana-Renault, N. Hydrological and erosive consequences of farmland abandonment in Europe, with special reference to the Mediterranean region - A review, *Agriculture, Ecosystems and Environment*, 2011, 140,317-338.
- Hernandez, M., Miller, S.N. Goodrich, D.C. Goff, B.F. Kepner, W.G. Edmonds, C.M. & Jones, K.B. Modeling runoff response to land cover and rainfall spatial variability in semi-arid watersheds, *Environmental Monitoring and Assessment*, 2000, 64,285-298.
- Kim, Y., Band, L.E. & Song, C. The influence of forest regrowth on the stream discharge in the North Carolina Piedmont Watersheds. *Journal of the American Water Resources Association (JAWRA)*, 2013,50(1): 57-73. DOI: 10.1111/jawr.12115.
- Miller, S.N., Semmens, D.J., Goodrich, D.C.,Hernandez, M., Miller, R.C., Kepner, W.G., & Guertin, D.P. The automated geospatial assessment tool. *Environmental Modelling & Software*, 2007, 22, 365-367
- Nie, W., Yuan, Y., Kepner, W., Nash, M.S., Jackson, M., & Erickson, C. Assessing impacts of Landuse and Landcover changes on hydrology for the upper San Pedro watershed, *Journal of Hydrology*, 2011, 407, 105-114.
- Wang, G., Yang, H.,Wang, L., Xu, Z., & Xue, B. Using SWAT model to assess impacts of land use changes on runoff generation in headwaters, *Hydrological Processes*, 2014, 28, 1032-1042.

FULLY-COUPLED ATMOSPHERIC-HYDROLOGICAL MODELING: OVERVIEW OF CASE STUDIES AT DIFFERENT TIME SCALES AND CLIMATES

Alfonso Senatore¹, Giuseppe Mendicino¹, Benjamin Fersch², Thomas Rummeler³, Harald Kunstmann^{2,3} & David J. Gochis⁴

(1) Dipartimento di Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio e Ingegneria Chimica, Università della Calabria; (2) Institute of Meteorology and Climate Research-Atmospheric Environmental Research (IMK-IFU), Karlsruhe Institute of Technology, Garmisch-Partenkirchen, Germany; (3) University of Augsburg, Institute of Geography, Augsburg, Germany; (4) National Center for Atmospheric Research, Boulder, Colorado, USA

KEY POINTS

- Fully-coupled land-atmosphere modeling systems offer significant potential for unified mass- and energy-conserving modeling of the full regional water cycle at different time scales
- WRF-Hydro is a state-of-the-art fully coupled modeling system widely tested and applied, also for operational purposes, in different regions of the world
- Several applications are shown, highlighting the potential of the system for both short and long time range studies, as well as different climates ranging from Mediterranean to Alpine

1 INTRODUCTION

A growing number of studies have shown that revision of land surface-, subsurface- and groundwater hydrology to account for more integrated representation of terrestrial hydrologic dynamics can lead to improved performance of the regional and also large scale water cycle (e.g.: *Fan et al.*, 2007; *Maxwell & Kollet*, 2008; *Lowrey & Yang*, 2008; *Balsamo et al.*, 2011). In this integrated water cycle modeling framework, fully-coupled modeling of atmospheric and hydrological processes is a topic of growing interest among hydrometeorologists, hydroclimatologists and traditional hydrologists alike, because the possibility of including soil moisture redistribution feedback in the lower boundary condition of meteorological models, portends an improvement in process representation of water and energy fluxes modeling between land and the atmosphere. Additionally, fully-coupled land-atmosphere modeling systems offer significant potential for unified, mass- and energy-conserving modeling of the full regional water cycle, from atmospheric processes to river outlets.

Within the relatively fast growing family of fully-coupled atmosphere-hydrology modeling systems, the WRF-Hydro system (*Gochis et al.*, 2013) is one of the most advanced in terms of simulation of physical processes and one of the most used. Since 2013, WRF-Hydro is freely downloadable as the hydrological extension package of the WRF model (http://www.ral.ucar.edu/projects/wrf_hydro/). WRF-Hydro was originally designed as a model-coupling framework aimed at facilitating easier coupling between WRF and multiple components of terrestrial hydrological models, by accounting for different resolutions between atmospheric and hydrological models through the use of subgrid disaggregation-aggregation procedures. As a first application, this framework was applied for providing the Noah LSM (*Chen and Dudhia*, 2001) with surface overland flow and subsurface saturated flow modules (*Gochis and Chen*, 2003). More recently, WRF-Hydro has evolved into a more general coupling architecture for coupling hydrological models with atmospheric models while also providing a stand-alone modular fully-distributed, multi-physics, multi-scale hydrological and hydraulic modeling system, which is fully-parallelized to enable its usage on clusters and high performance computing systems. Currently, the WRF-Hydro system is being tested and applied in different regions throughout the world, both in uncoupled and fully-coupled way (e.g., *Fersch et al.*, 2014; *Yucel et al.*, 2015; *Senatore et al.*, 2015; *Arnault et al.*, 2016), operationally adopted in various regions (e.g., by the Israel Hydrological Service; personal communication) and tested within several research collaborations, such as the ongoing U.S. National Flood Interoperability Experiment (*Maidment et al.*, 2015).

In this note several examples of application of the fully-coupled WRF-Hydro modeling system are briefly described, showing its potential for both short and long time range studies, as well as different climate conditions, ranging from Mediterranean to Alpine catchments. Specifically, in the following paragraph

results will be discussed concerning a three-year long simulation over the Crati River Basin (southern Italy), two high impact weather events that recently affected Calabria Region (southern Italy) and a very detailed multi-variable validation of the system in the Ammer/Rott catchments (Upper Bavaria, Germany).

2 TEST CASES

2.1 Long time scale simulation over the Crati River Basin

The WRF-Hydro modeling system was applied for a three-year long simulation in the Crati River Basin (Southern Italy), where output from the fully-coupled WRF/WRF-Hydro was compared to that provided by original WRF model. Prior to performing coupled land-atmosphere simulations the stand-alone hydrological model ('uncoupled' WRF-Hydro) was calibrated through an automated procedure and validated using observed meteorological forcing and streamflow data, achieving a Nash-Sutcliffe Efficiency value of 0.80 for one year of simulation. Precipitation, runoff, soil moisture, deep drainage and land surface heat fluxes were compared between WRF-only and WRF/WRF-Hydro simulations and validated additionally with ground based observations, a FLUXNET site and MODIS derived LST. Since the main rain events in the study area are mostly dependent on the interactions between the atmosphere and the surrounding Mediterranean Sea, changes in precipitation between modeling experiments were modest. However, redistribution and re-infiltration of local infiltration excess produced higher soil moisture content (Fig. 1), lower overall surface runoff and higher drainage in the fully-coupled model. Higher soil moisture values in WRF/WRF-Hydro slightly influenced precipitation and also increased latent heat fluxes. Overall, the fully-coupled model tended to show better performance with respect to observed precipitation while allowing more water to circulate in the modeled regional water cycle thus, ultimately, modifying long-term hydrological processes at the land surface.

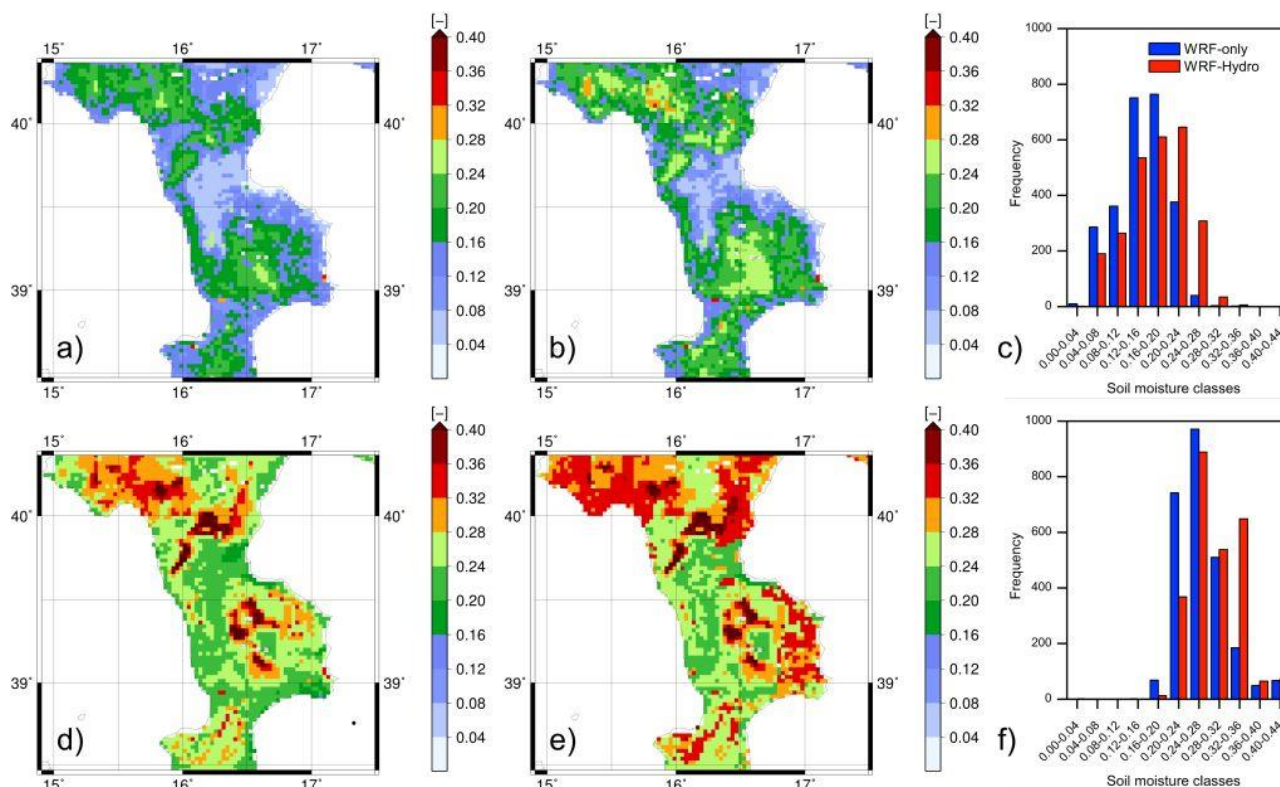


Figure 1. Maps of soil moisture content for the first soil layer of the model: a) WRF-only, 31 August 2003 at 13:00 UTC; b) fully-coupled WRF/WRF-Hydro, same date and time; c) comparison of the frequency distribution of soil moisture contents at the same date and time; d) WRF-only, 20 February 2004 at 13:00 UTC; e) fully-coupled WRF/WRF-Hydro, same date; f) comparison of the frequency distribution of soil moisture contents at the same date and time.

2.2 Short-range simulations concerning two extreme events in southern Italy

Two severe hydro-meteorological events affected Calabria Region (Southern Italy) in the second half of the year 2015. The first event, on August 12th, focused on a relatively small area near the northern Ionian coast, resulted in a rainfall intensity of about 230 mm in 24 hours involving flash flooding with several million Euros of damages. The second event mainly affected the southern Ionian coast, was more persistent (it lasted from October 30th to November 2nd), interested a wider area and led to recorded rainfall values up to 400 mm in 24 hours and 700 mm in 48 hours, resulting in severe flooding, landslides and a human loss.

WRF-Hydro was used to reproduce both the events, in order to assess its skill in forecasting both quantitative precipitation and streamflow with initial and lateral atmospheric boundary conditions given by the recently available 0.25° output resolution GFS grid dataset. Precipitation estimates provided by 2 km-resolution atmospheric model were compared with both ground-based data and observations from a National Civil Protection Department single-polarization Doppler radar. Discharge data from the rivers and creeks affected by heavy precipitation were not available, then streamflow results were compared with either official discharge estimates provided by authorities (first event) or recorded river stages (second event).

Results showed acceptable performances of the fully-coupled hydrometeorological prediction system which allows an improved representation of the coupled atmospheric and terrestrial processes from high levels of the atmosphere to river outlets.

2.3 Closing the atmospheric and terrestrial water and energy cycles in the ScaleX experiment

The TERENO (*Zacharias et al.*, 2011) preAlpine Observatory, comprising a series of observatory sites along an altitudinal gradient within the Ammer catchment (southern Bavaria, Germany), is a designated international research platform open for participation and integration. It is equipped with comprehensive observational infrastructure to allow joint analyses of water-, energy- and nutrient fluxes. In June and July 2015 the operational monitoring has been complemented by the ScaleX intensive measurement campaign, where additional precipitation and soil moisture measurements, remote sensing measurements of atmospheric wind, humidity and temperature profiles have been performed, complemented by micro-light aircraft- and UAV-based remote sensing for three-dimensional pattern information.

The comprehensive observations serve as validation and evaluation basis for compartment-crossing modeling systems. Specifically, WRF-Hydro has been used to investigate the interplay of energy and water cycles at the regional scale and across the compartments atmosphere, stream, vadose zone and groundwater during the ScaleX campaign. It has been chosen also as the main tool to assess the closure of the budgets involved. Here, several high-resolution modeled hydro-meteorological variables, such as precipitation, soil moisture, river discharge and air moisture and temperature along vertical profiles were compared with observations from multiple sources, such as rain gauges and soil moisture networks, rain radars, stream gauges, UAV and a micro-light aircraft. Promising results achieved contribute to the objective of addressing questions on energy- and water-cycling within the TERENO-Ammer region at a very high scale and degree of integration, and provide hints on how well can observations constrain uncertainties associated with the modeling of atmospheric and terrestrial water and energy balances.

REFERENCES

- Arnault, J., Wagner, S., Rummler, T., Fersch, B., Bliefernicht, J., Andresen, S. & Kunstmann, H. Role of runoff-infiltration partitioning and resolved overland flow on land-atmosphere feedbacks: A case-study with the WRF-Hydro coupled modelling system for West Africa, *J. Hydrometeor.*, 2016, in press.
- Balsamo, G., Pappenberger, F., Dutra, E., Viterbo, P. & van den Hurk, B. A revised land hydrology in the ECMWF model: a step towards daily water flux prediction in a fully-closed water cycle, *Hydrol. Process.*, 2011, 25, 1046–1054.
- Chen, F. & Dudhia, J. Coupling an advanced land surface hydrology model with the Penn State-NCAR MM5 modeling system, Part I: Model implementation and sensitivity, *Mon. Weather Rev.*, 2001, 129, 569–585.
- Fan, Y., Miguez-Macho, G., Weaver, C.P., Walko, R. & Robock, A. Incorporating water table dynamics in climate modeling: 1. Water table observations and equilibrium water table simulations, *J. Geophys. Res.*, 2007, 112, D10125.
- Fersch, B., Gochis, D.J., Kunstmann, H., Mendicino, G. & Senatore A. (Eds.), *Book of abstracts of the 1st European Fully Coupled Atmospheric-Hydrological Modeling and WRF-Hydro Users workshop*, Rende (CS), Italy, 2014, available at <http://cesmma.unical.it/wrf-hydro2014/BookOfAbstracts.pdf>.
- Gochis, D.J. & Chen, F. Hydrological Enhancements to the Community Noah Land Surface Model: Technical Description, NCAR

- Science and Technical Note, TN-454+STR, boulder (CO), 2003.
- Gochis, D.J., Yu, W. & Yates, D.N. The WRF-Hydro model technical description and user's guide, version 1.0. NCAR Technical Document 2013, 120 pages. Available online at: http://www.ral.ucar.edu/projects/wrf_hydro/
- Lowrey, M.R.K. & Yang, Z.-L. Assessing the capability of a regional-scale weather model to simulate extreme precipitation patterns and flooding in central Texas, *Weather. Forecast.*, 2008, 23, 1106–1126.
- Maidment, D.R. A conceptual framework of the National Flood Interoperability Experiment. NFIE Conceptual Framework Paper, 2015, 22 p.
- Maxwell, R.M. & Kollet, S.J. Interdependence of groundwater dynamics and land-energy feedbacks under climate change, *Nat. Geosci.*, 2008, 1(10), 665–669.
- Senatore, A., Mendicino, G., Gochis, D.J., Yu, W., Yates, D.N. & Kunstmann, H. Fully coupled atmosphere-hydrology simulations for the Central Mediterranean: Impact of enhanced hydrological parameterization for short- and long-timescales, *Journal of Advances in Modeling Earth Systems*, 2015, 7(4), 1693–1715.
- Yucel, I., Onen, A., Yilmaz, K. & Gochis, D. Calibration and evaluation of a flood forecasting system: Utility of numerical weather prediction model, data assimilation and satellite-based rainfall, *J. Hydrol.*, 2015, 523, 49 – 66.
- Zacharias, S. et al. A Network of Terrestrial Environmental Observatories in Germany. *Vadose Zone Journal*, 2011, 10(3), 955-973.

CONTROL OF COUPLING MASS BALANCE ERROR IN A PROCESS-BASED NUMERICAL MODEL OF SURFACE-SUBSURFACE FLOW INTERACTION

Marcello Fiorentini¹, Stefano Orlandini¹ & Claudio Paniconi²

(1) Dipartimento di Ingegneria Enzo Ferrari, Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia, Modena, Italy; (2) Institut National de la Recherche Scientifique, Centre Eau Terre Environnement (INR-ETE), Quebec City, Canada

KEY POINTS

- Sources of mass balance error in a process-based hydrological model of surface-subsurface flow interaction are investigated to improve the model's coupling scheme
- These sources of mass balance errors are identified by using a set of dimensionless indices and the analysis of temporal and spatial patterns of error
- A time step control based on a degree of coupling index is proposed and the interpolation algorithm used to pass exchange variables of surface-subsurface flow interaction is improved

1 INTRODUCTION

Several process-based hydrologic models have been developed in recent years to describe the surface-subsurface flow interaction (e.g., *Kampf & Burges*, 2007; *Furman*, 2008; *Camporese et al.*, 2010; *Maxwell et al.*, 2014). The coupling scheme implemented in distributed hydrologic models can be asynchronous (or sequential), sequential iterative, or full coupled as presented, for instance, in *Ivanov et al.* (2004), *Camporese et al.* (2010), and *Kollett & Maxwell* (2006), respectively. Mathematically, the coupling can be described by using a first order exchange approach, pressure continuity, or a boundary switching procedure as described in *Panday & Huyakorn* (2004), *Kollet & Maxwell* (2006), and *Camporese et al.* (2010). Intercomparison projects have studied the differences between several hydrologic models on synthetic test cases in terms of hydrologic response of drainage basins, as for instance *Maxwell et al.* (2014). The performance of a process-based model can be also measure by the mass balance error since it can identify and track the discrepancy of model results from perfect closure of water mass balance (*Freeze & Harlan*, 1969).

An in-depth analysis of the sources of mass balance error is presented by considering the CATHY (CATchment HYdrology) model described in *Camporese et al.* (2010), which features sequential iterative coupling with staggered nodal points at the land surface interface. In CATHY, local contributions to surface flow propagation are computed using a cell-centered scheme based on the grid digital elevation model describing the land surface topography (*Orlandini & Moretti*, 2009), while subsurface flow propagation is described using a mesh of tetrahedra built by subdividing the grid cells of the digital elevation model into triangles (*Paniconi & Putti*, 1994). This design facilitates a flexible description of surface and subsurface flow processes that are inherently different. However, since the discretized computational domains at the land-atmosphere interface require node-to-cell and cell-to-node interpolation algorithms to pass from surface to subsurface variables, and vice versa, the coupling scheme can be a source of error. A second source of coupling error in the CATHY model is in the sequential iterative procedure that solves the surface flow routing with a time-explicit scheme and the subsurface equation with a time-implicit, iterative scheme. Due to these different temporal schemes, exchange fluxes between the surface and subsurface compartments are not completely synchronous, and errors can be generated.

The aim of this work is identify, track and reduce the mass balance errors of the CATHY model given by the coupling algorithm between the surface and subsurface water flow domains. Temporal and spatial patterns of mass balance errors are studied by using dimensionless global indices to help the monitoring of hydrologic response of drainage basins: the saturation index and the degree of coupling index. The numerical performance of CATHY model has been improved by introducing a new time step size adaptation scheme and a new interpolation algorithm to pass the exchange variables between the surface and subsurface compartments.

2 SURFACE-SUBSURFACE FLOW COUPLING IN CATHY

The CATHY model simulates surface and subsurface water flows by coupling a 3-D solver of Richards' equation for variably saturated porous media with a path-based grid network solver of the diffusion wave equation. The general scheme for a drainage basin model in CATHY is defined by the coupled surface-subsurface domain Ω and its subdomains: the surface Ω_{sw} and subsurface Ω_{ssw} compartments. CATHY implements a sequential iterative coupling scheme that solves in cascade the surface and subsurface water flow. A boundary condition switching procedure manages the exchange of information between Ω_{sw} and Ω_{ssw} by partitioning the atmospheric forcing flow rate into a volumetric flow rate to the surface and to the subsurface (Camporese *et al.*, 2010).

2.1 Mass balance errors

The water mass balance equations are solved by considering the control volume Ω for the whole drainage basin, the control volume Ω_{sw} for the surface compartment, and the control volume Ω_{ssw} for the subsurface compartment. The analysis is developed by integrating over time the fluxes so that the cumulative global water balance error can be defined in volumetric terms at every time level. The cumulative mass balance error due to the coupling scheme can be computed as the residual between the global mass error and the sum of subsurface and surface errors. The analysis is supported by the definition of saturation index, and degree of coupling index.

2.2 Numerical experiments

Two synthetic test cases, a sloping plane and a tilted v-catchment (Maxwell *et al.*, 2014), and a real case study, the Enza River drainage basin, were used to analyze coupling mass balance errors and to test the proposed indices, and modified algorithms. The synthetic test cases were forced with a single rainfall period followed by a drainage or evaporation period, whereas the Enza River case study was subjected to a seasonal forcing composed of two wet periods alternated by two dry seasons. The influence of different time step sizes and horizontal mesh size resolutions has been investigated.

3 RESULTS

The mass balance behavior is investigated by monitoring the simulated temporal and spatial patterns of subsurface, surface, and coupling errors as shown in Figure 1 for the sloping plane test case and in Figure 2 for the tilted v-catchment drainage basin. In both test cases the rainfall occurs between 0 and 3.33 h, while the recession phase has no atmospheric fluxes for the sloping plane and an evaporative demand for the tilted v-catchment basin.

3.1 Errors due to time stepping scheme

The magnitude of subsurface and coupling error is in part dependent on the time step sizes used in the sequential iterative solution procedure as shown in Figure 1 (panels a, and c). In particular, the coupling error is influenced by the time step size where the slope and the drop of error is proportional to time step (Figure 1, panel e). The connection between surface error and time step size is less direct, with this error influenced by transitions from unsaturated to saturated conditions and vice versa.

3.2 Errors due to the interpolation procedure

The CATHY model performs an interpolation of volumetric flow rate to the surface from nodes to cells that filters spatial patterns over two dimensions laterally without considering the effective availability of water on surface cells. This procedure can have significant effects on surface mass balance error in particular during recession limb as demonstrated in Figure 1, panels c, and d. The surface error is not significantly controlled and influenced by surface routing along the drainage network, but it rises in all cells that are at the boundary between saturated and unsaturated zones. The use of high mesh resolutions reduces the size of these transition zones and thus the magnitude of the related error as demonstrated in Figure 1, panel d.

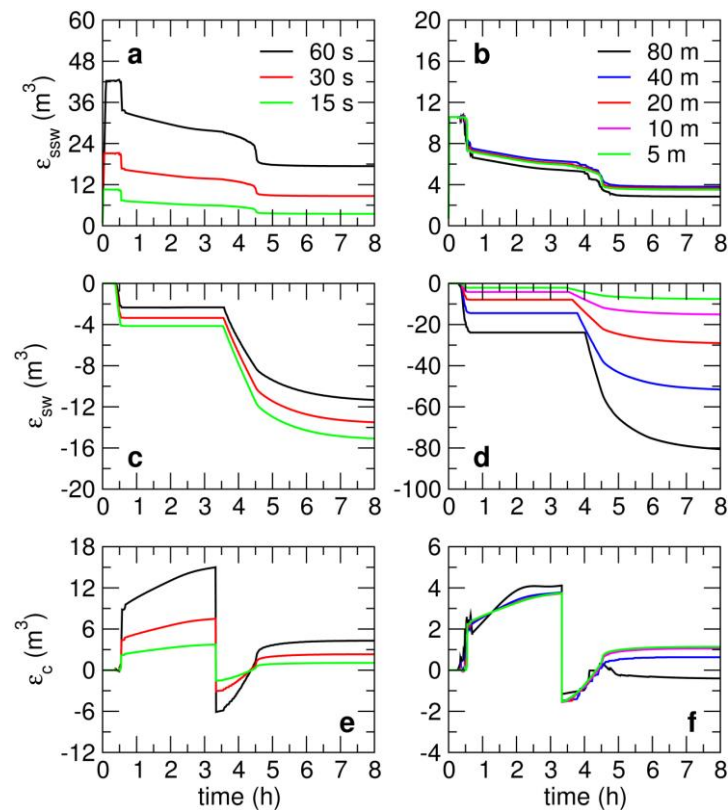


Figura 1. Sensitivity of subsurface (panels a, and b), surface (panels c, and d), and coupling (panels e, and f) mass balance errors for the sloping plane test case with a 10 m DEM. The temporal resolution impact is shown in panels a, c, and e, while the spatial resolution impact is reported in panels b, d, and f.

3.2.1 Mass balance error control

Mass balance errors can be controlled by monitoring the degree of coupling between the surface and subsurface modules. When the coupling index is changing rapidly during the simulation, there are high variations in volumetric flow rate to the surface and subsurface compartments and consequently strong dynamics on the catchment. This information is used to improve the adaptive time stepping algorithm used in CATHY and defined as “TC” (Figure 2).

A new interpolation scheme, defined as “IA” (Figure 2), is proposed to force the loss of surface water only on cells that have an effective availability of water storage during recession limb. In that way, the interpolation is not geometric and outflows from surface cells (due to re-infiltration of evaporation) are not passed if the surface storage is zero.

These two version of algorithm (TC and IA) are compared with the original code, defined as “O”, and the combination between TC and IA, defined as “IT”, as shown in Figure 2 for the tilted v-catchment test case. In Figure 2, the subsurface, surface, and coupling errors are reported, respectively, in panels a, c, and e, while the outflow discharge from outlet, the saturation index, and the degree of coupling index are shown, respectively, in panels b, d, and f. The surface error is significantly improved with a reduction of 97% by using the new interpolation scheme as shown in Figure 2, panel c. The improvement is significant during the recession limb. The combined version of CATHY model IT has the best global performance in terms of mass balance error for the subsurface, surface and coupling errors as demonstrated in Figure 2, panels a, c, and e. The hydrologic response of drainage basin is not significantly affected by the modification in terms of outflow discharge from outlet, while the saturation index and degree of coupling index show a steeper recession phase. The results obtained from the new versions display a faster recession limb so that the surface saturation falls to zero earlier.

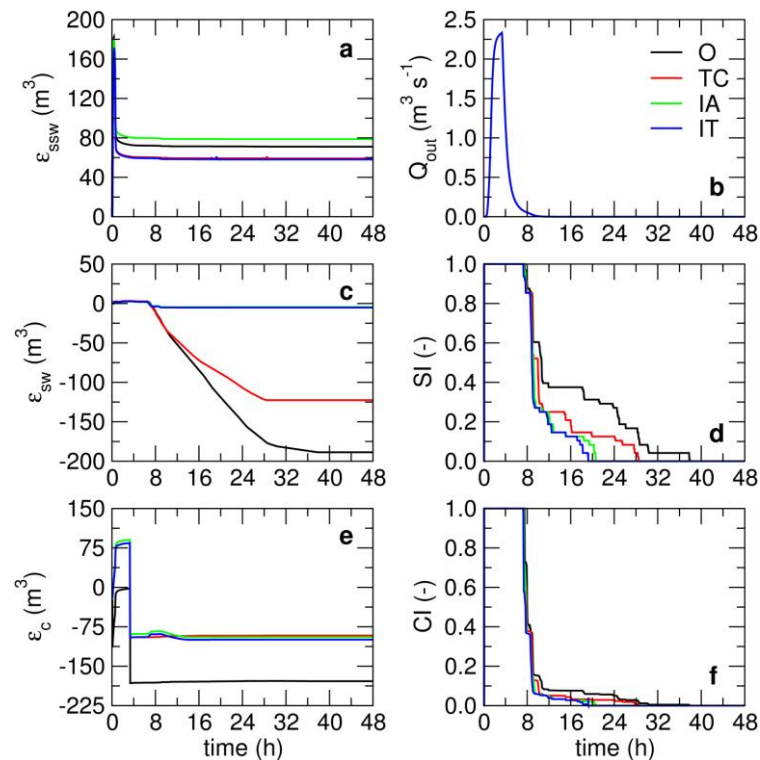


Figure 2. Comparison between the four CATHY versions (original code, O; modified time step size control, TC; new interpolation algorithm, IA; combined TC and IA algorithm, IT) for the tilted v-catchment test case with a time step size of 150 s and horizontal mesh size of 75 m. In panels different variables are compared: (a) subsurface error, (b) outflow discharge from outlet, (c) surface error, (d) saturation index, (e) coupling error, and (f) coupling index.

4 CONCLUSIONS

An in-depth analysis of the sources of mass balance error in sequential iterative surface-subsurface flow models was performed. The different sources were investigated by isolating subsurface, surface, and coupling errors. A modified time step control scheme introduced was found to improve model performance by considering a normalized variation of the coupling index. A new interpolation algorithm, which considers the availability of surface water over the cell, was found to improve the description of subsurface-surface interaction, in particular during recession period.

REFERENCES

- Camporese, M., Paniconi, C., Putti, M. & Orlandini, S. (2010), Surface-subsurface flow modeling with path-based runoff routing, boundary condition-based coupling, and assimilation of multisource observation data, *Water Resour. Res.*, 46, W02512.
- Freeze, R.A. & Harlan, R.L. (1969), Blueprint for a physically-based, digitally-simulated hydrologic response model, *J. Hydrol.*, 9, 237–258.
- Furman, A. (2008), Modeling coupled surface–subsurface flow processes: A review, *Vadose Zone J.*, 7, 741–756.
- Ivanov, V.Y., Vinoni, E.R., Bras, R.L. & Entekhabi, D. (2004), Catchment hydrologic response with a fully distributed triangulated irregular network model, *Water Resour. Res.*, 40, W11102.
- Kampf, S.K. & Burges, S.J. (2007), A framework for classifying and comparing distributed hillslope and catchment hydrologic models, *Water Resour. Res.*, 43, W05423.
- Maxwell, R.M., et al. (2014), Surface-subsurface model intercomparison: A first set of benchmark results to diagnose integrated hydrology and feedbacks, *Water Resour. Res.*, 50, 1531–1549.
- Orlandini, S., & Moretti, G. (2009), Determination of surface flow paths from gridded elevation data, *Water Resour. Res.*, 45, W03417.
- Panday S. & P.S. Huyakorn (2004), A fully coupled physically-based spatially distributed model for evaluating surface/subsurface flow, *Adv. Water Resour.*, 27, 361–382.
- Paniconi, C. & M. Putti (1994), A comparison of Picard and Newton iteration in the numerical solution of multi-dimensional variably saturated flow problems, *Water Resour. Res.*, 30, 3357–3374.

METODI MISTI DI DEPURAZIONE DELLA PIOGGIA BASATI SUL CURVE NUMBER

Francesco De Paola ¹, Andrea Petroselli ², Nunzio Romano ³ & Salvatore Grimaldi ⁴

(1) Dipartimento di Ingegneria civile, edile e ambientale, Università degli Studi di Napoli Federico II, Via Claudio 21, 80125, Napoli; (2) Dipartimento di Scienze Agrarie e Forestali, Università degli Studi della Tuscia, Via San Camillo de Lellis snc, 01100, Viterbo; (3) Dipartimento di Agraria, Università degli Studi di Napoli Federico II, Via Università 100, 80055, Portici, Napoli; (4) Dipartimento per l'Innovazione nei Sistemi Biologici, Agroalimentari e Forestali, Università degli Studi della Tuscia, Via San Camillo de Lellis snc, 01100, Viterbo.

ASPETTI CHIAVE

- Vengono confrontati tre diversi metodi misti di depurazione della pioggia che combinano il concetto del SCS-CN con dei modelli di infiltrazione.
- I modelli di infiltrazione proposti sono basati sulle equazioni di Green-Ampt, con e senza redistribuzione dell'umidità nel suolo, e sull'equazione di Horton.
- I modelli vengono confrontati su un evento di precipitazione sintetica e su uno reale.

1 INTRODUZIONE

Le piene improvvise (flash floods), tipiche di piccoli bacini idrografici i quali sono spesso non strumentati, vengono riconosciute come gli eventi critici di origine meteorologica con il più elevato rischio di decessi e danni a beni e strutture, molto maggiore rispetto alle più lente esondazioni tipiche degli ambienti fluviali. Spesso tali eventi si ingenerano lungo le aste secondarie del reticolo idrografico, lì dove specifiche indicazioni da parte delle Autorità competenti rimandano a studi specifici o ad analisi di maggiore dettaglio (Directive 2007/60/EC, 2007). Pertanto la ricostruzione dell'idrogramma di piena tramite modellistica afflussi deflussi diventa di fondamentale importanza nella determinazione del rischio idraulico a scala urbana ed extraurbana, proprio per la mancanza, nei bacini secondari non strumentati, di specifici dati di portata.

Come evidenziato dalla recente letteratura, la modellistica afflussi deflussi empirica si basa sulla determinazione dell'idrogramma di piena applicando spesso la metodologia del Natural Resources Conservation Service (NRCS, prima Soil Conservation Service, SCS) basata sul metodo del Curve Number (CN) (NRCS, 2008). Il vantaggio di tale metodo, noto come SCS-CN, risiede principalmente nella sua semplicità, in quanto di fatto per poter essere applicato richiede solo la stima di un parametro, appunto il CN, in genere ben classificato in funzione di tipo e uso di suolo; tuttavia la sua corretta applicazione avviene soltanto a scala giornaliera o di evento e non a scala oraria o sub oraria (Eli & Lamont, 2010), e quindi mal si adatta a piccoli bacini idrografici spesso caratterizzati da tempi di risposta di poche ore.

Partendo proprio da questa limitazione, e nell'ottica di combinare la semplicità del metodo del CN con l'affidabilità e la robustezza di un vero e proprio modello di infiltrazione, recentemente (Grimaldi *et al.*, 2013a&b; Grimaldi & Petroselli, 2014) è stato proposto un metodo combinato (denominato CN4GA – Curve Number for Green-Ampt) che utilizza le informazioni “corrette” fornite dal metodo SCS-CN, e cioè il volume netto totale di un evento di pioggia e le perdite iniziali, per calibrare due parametri del modello di Green-Ampt (GA), ossia il tempo di “ponding” e la conducibilità idraulica satura del suolo. In pratica, CN4GA distribuisce nel tempo a scala sub-oraria il volume totale netto fornito dal CN usando l'equazione di infiltrazione di Green-Ampt (Green & Ampt, 1911; Mein & Larson, 1973).

In questo studio, l'idea di combinare il metodo del CN con un metodo di infiltrazione viene ampliata considerando il caso di una redistribuzione che tiene conto della variazione dell'umidità del suolo durante i periodi di intermittenza di un evento di precipitazione (GAR), e infine anche all'utilizzo dell'equazione di Horton in sostituzione di quella di Green-Ampt.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Il metodo SCS-CN

L'SCS-CN (NRCS, 2008) è un modello di stima del valore cumulato del deflusso superficiale di un bacino a partire dal valore cumulato di precipitazione lorda espresso tramite la formula seguente:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (1)$$

dove Q [L] rappresenta la pioggia netta cumulata, P [L] la pioggia lorda cumulata, S [L] la massima capacità di ritenzione idrica del suolo, e I_a [L] le perdite iniziali dovute all'infiltrazione, intercettazione e saturazione delle depressioni superficiali. Nella (1), S e I_a sono riferiti al parametro CN che è facilmente determinabile in funzione di tipo e uso di suolo del bacino.

2.2 Il metodo CN4GA

Il metodo CN4GA parte dal precedente metodo SCS-CN e lo integra con l'equazione di *Green-Ampt* (1911), estesa da *Mein & Larson* (1973) al caso di ponding non istantaneo, espressa dalla seguente:

$$q_0(t) = K_{eff} \left[1 + \frac{\Delta\theta \Delta h}{I_{GA}(t)} \right] \quad (2)$$

dove q_0 [L/T] rappresenta la velocità di infiltrazione d'acqua nel suolo, K_{eff} [L/T] un particolare valore della conducibilità idraulica del suolo, $\Delta\theta = (\theta_s - \theta_i)$ [-] il deficit di contenuto di acqua del suolo, ovvero la differenza fra il contenuto di acqua alla saturazione completa (θ_s) e il contenuto di acqua iniziale nel profilo di suolo (θ_i), $\Delta h = (h_{surf} - h_f)$ la differenza di potenziale matriciale tra la superficie di un profilo di suolo uniforme (h_{surf} , spesso assunto pari a zero) e quello (h_f) che si instaura in corrispondenza del limite inferiore del fronte di inumidimento, e $I_{GA}(t)$ [L] l'infiltrazione cumulata. La risoluzione della (2) è subordinata alla determinazione dei valori dei quattro parametri θ_s , θ_i , h_f e K_{eff} , tra cui l'ultimo assume una importanza prioritaria (*Bouwer*, 1966), in quanto in genere i primi tre sono desunti da relazioni empiriche o semi-empiriche che li legano alle principali proprietà fisico-chimiche del suolo (*Rawls et al.*, 1983). Il metodo CN4GA, come detto, utilizza il valore delle perdite iniziali I_a ed il volume totale netto Q stimati con il metodo SCS-CN per calibrare sia il tempo di ponding sia il parametro K_{eff} dell'equazione di GA. Pertanto, applicando l'equazione di GA assumendo per i parametri θ_s , θ_i , h_f i valori reperiti in funzione del tipo di suolo e stimando il valore di K_{eff} con la procedura di ottimizzazione si ottiene una precipitazione netta con volume cumulato totale ed un volume di perdite iniziali pari a quello suggerito da SCS-CN. Tale precipitazione netta viene però distribuita temporalmente all'interno dell'evento seguendo la (2), ovvero sia un vero e proprio modello di infiltrazione e non una formula empirica come la (1).

2.3 Il metodo CN4GAR

Il metodo GA è applicabile per ipotesi solo per un singolo periodo di ponding, e dunque è necessario tenere conto di una tecnica esplicita di redistribuzione (GAR) dell'umidità del suolo per modellare correttamente fenomeni di precipitazione dove si alternano momenti di pioggia e momenti di non pioggia, fenomeno questo particolarmente sentito nel caso di una modellazione di tipo continuo. L'adozione di una tecnica di redistribuzione permette di modellare l'umidità alla superficie del suolo, in funzione della precipitazione lorda, facendole assumere valori compresi tra il valore θ_s e il valore θ_{res} , ovvero sia l'umidità del suolo in condizioni igroscopiche, a differenza di quanto avviene nella precedente versione CN4GA, dove invece l'umidità alla superficie del suolo si mantiene costante per tutto l'evento di pioggia e pari a θ_s . Il modello di redistribuzione adottato in questa sede è tratto da *Godwish & Muñoz-Carpena* (2009), a cui si rimanda per dettagli, e introduce, rispetto a GA, due parametri aggiuntivi, che sono il già citato θ_{res} e λ_{GAR} ,

l'indice di distribuzione dei pori all'interno del suolo secondo *Brooks-Corey* (1964). Utilizzando quindi il metodo CN4GAR secondo lo stesso principio di CN4GA è possibile pervenire ad un andamento di precipitazione netta che conservi il volume complessivo del metodo SCS-CN e il suo tempo di ponding, e che distribuisca all'interno dell'evento tale volume secondo quanto descritto in GAR.

2.4 Il metodo CN4HOR

Un secondo metodo di infiltrazione ampiamente utilizzato in letteratura è l'equazione di *Horton* (1933) espressa tramite la seguente:

$$q_0(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (3)$$

Dove q_0 [L/T] rappresenta ancora la velocità di infiltrazione d'acqua nel suolo, f_0 [L/T] la velocità di infiltrazione iniziale, f_c [L/T] la corrispondente velocità di infiltrazione in condizioni di equilibrio, e k [T⁻¹] un coefficiente di decadimento. I tre parametri dell'equazione di Horton possono anch'essi essere ritenuti funzione del tipo e uso di suolo. Alla pari di quanto effettuato con il modello di GA, anche l'equazione di Horton può essere calibrata utilizzando il metodo SCS-CN, dando luogo a una procedura mista (*Gregoretti et al.*, submitted). In questa sede si propone un modello, denominato CN4HOR, in cui la calibrazione avviene modificando il parametro f_c , in modo da avere ancora un tempo di ponding e un valore cumulato di precipitazione netta pari a quelli suggeriti dal metodo SCS-CN.

3 RISULTATI

La Figura 1 mostra gli andamenti delle piogge nette relative ad un evento di precipitazione sintetica ed un evento di precipitazione reale. L'evento sintetico è caratterizzato da due picchi di pioggia della durata di 2.5 ore ciascuno e a intensità costante da 40 mm/h, per un totale dunque di 200 mm. La depurazione della pioggia lorda è stata effettuata assumendo un CN pari a 50, per un totale dunque di pioggia netta pari a 55.2 mm. L'evento reale è caratterizzato da un andamento più irregolare, per quanto sono evidenti alcuni picchi di pioggia intensa e alcuni momenti di precipitazione più modesta; il valore di precipitazione cumulata è pari a 71 mm, il CN assunto pari a 55 e il valore della pioggia cumulata netta è pari a 4.2 mm.

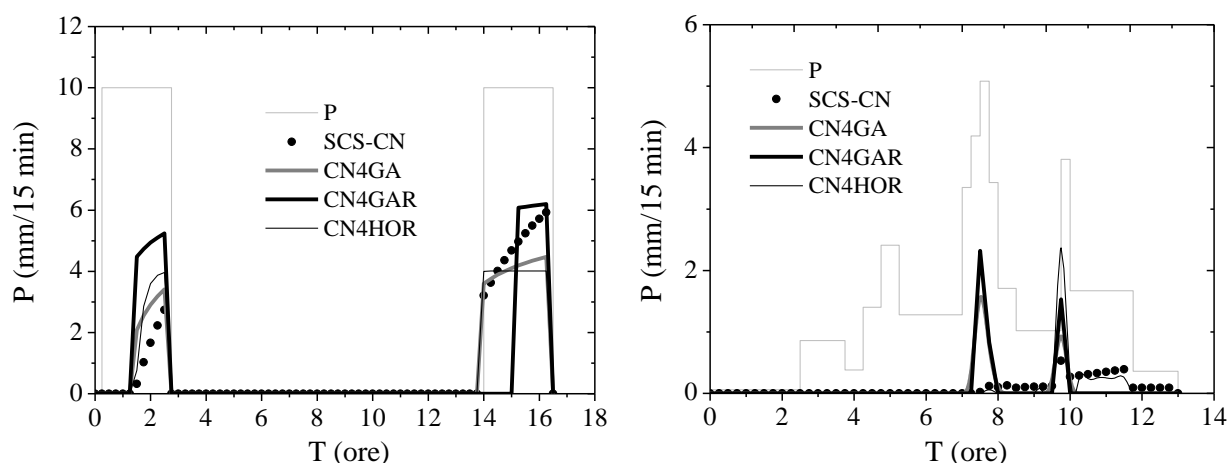


Figura 1. Evento di precipitazione sintetica (sinistra) e reale (destra): pioggia lorda (P) e piogge nette modellate con il metodo SCS-CN, CN4GA, CN4GAR e CN4HOR.

Il comportamento dei diversi modelli di depurazione della pioggia è evidente, in particolar modo nell'evento di precipitazione sintetica: il metodo SCS-CN conferma la sua tendenza a sovrastimare la pioggia netta a fine evento, mentre i modelli CN4GA e CN4HOR seguono più fedelmente i picchi di precipitazione lorda. Come atteso, CN4GAR si caratterizza per la mancanza di precipitazione netta all'inizio della seconda parte di precipitazione dell'evento sintetico, in quanto il suolo non è più saturo e una parte di pioggia lorda si perde per portarlo di nuovo a saturazione prima dell'inizio di un nuovo deflusso. Essendo tuttavia il volume complessivo della pioggia netta uguale per tutti i modelli utilizzati, CN4GAR si caratterizza altresì per un picco maggiore a inizio evento, dovendo distribuire lo stesso volume in un tempo utile minore. Lo stesso comportamento, per quanto meno marcato a causa della irregolarità della precipitazione, si verifica nell'evento di precipitazione reale. Interessante risulta in questo caso il comportamento di CN4HOR, che non restituisce pioggia netta al momento del picco più elevato di pioggia netta, e che restituisce invece pioggia netta soltanto durante l'ultimo picco intenso di precipitazione lorda; inoltre CN4HOR presenta una coda finale simile a quella del metodo SCS-CN, fenomeno non presente nei due metodi che utilizzano GA.

4 CONCLUSIONI

Nel presente contributo si sono analizzati tre metodi di depurazione della pioggia lorda che combinano il metodo empirico del SCS-CN con dei modelli di infiltrazione, basati rispettivamente sull'equazione di Green-Ampt, con o senza ridistribuzione dell'umidità del suolo all'interno dell'evento, e sull'equazione di Horton.

L'applicazione dei precedenti modelli a due eventi di pioggia, uno sintetico e uno reale, mostra che possono essere presenti sensibili differenze nella restituzione della pioggia netta, con conseguenti differenze in quelle che saranno poi le portate modellate nell'ambito di una modellistica afflussi-deflussi.

Ulteriori sviluppi sono necessari ai fini di un'analisi completa della sensibilità dei parametri dei vari modelli, analogamente a quanto già fatto per il modello CN4GA (Grimaldi *et al.*, 2013b) nell'ottica di poter proporre dei metodi di depurazione della pioggia con la minore soggettività possibile.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bouwer, H., Rapid field measurements of air entry value and hydraulic conductivity of soil as significant parameters in flow system analysis. *Water Resources Research*, 2(4), 729-738. 1966
- Brooks, R. H., and A. T. Corey. Hydraulic properties of porous media, *Hydrol. Pap.*, 3, Colo. State Univ., Fort Collins. 1964.
- Directive 2007/60/EC of the European Parliament and of the Council of 23 October 2007 on the assessment and management of flood risk. 2007. Official Journal of the European Union L288: 27-34.
- Eli, R.N., Lamont, S.J., Curve numbers and urban runoff modeling - Application limitations. *Low Impact Development 2010: Redefining Water in the City*, Proceedings of the 2010 International Low Impact Development Conference, 405-418, 2010.
- Green, W.H., Ampt, G.A., Studies on soil physics. *J. Agric. Sci.* 1911,4(1), pp 1-24.
- Gowdiss, L., Muñoz-Carpena, R. An Improved Green-Ampt Infiltration and Redistribution Method for Uneven Multistorm Series. *Vadose Zone Journal* 8 (2), pp. 470-479. 2009
- Gregoretto, C., Bernard, M., Degetto, M., Crucil, G., Pimazzoni, A., Berti, M., Simoni, A., Lanzoni, S. Runoff of small rocky headwater catchments: Field observations and hydrological modeling, submitted.
- Grimaldi, S., Petroselli, A., Do we still need the Rational Formula? An alternative empirical procedure for peak discharge estimation in small and ungauged basins. *Hydrological Sciences Journal*, 60 (1), 67-77. 2014.
- Grimaldi, S., Petroselli, A., Romano, N., Green-Ampt Curve Number mixed procedure as an empirical tool for rainfall-runoff modelling in small and ungauged basins. *Hydrological Processes*, 2013a. doi:10.1002/hyp.9303. Volume 27, Issue 8, pages 1253-1264.
- Grimaldi, S., Petroselli, A., Romano, N. Curve-Number/Green-Ampt mixed procedure for streamflow predictions in ungauged basins: parameter sensitivity analysis. *Hydrological Processes*, 2013b. doi: 10.1002/hyp.9749. Volume 27, Issue 8, pages 1265-1275.
- Horton, R.E. The role of infiltration in the hydrologic cycle. *Transactions, American Geophysical Union* 14: 446-460. 1933.
- Mein, R.G., Larson, C.L., Modeling Infiltration during a Steady Rain. *Water Resources Research*, 1973, 9(2), 384-394.
- Natural Resources Conservation Service (NRCS). part 630, Hydrology, *National Engineering Handbook*, U.S. Department of Agriculture, Washington D.C., 2008.
- Rawls, W.J., Brakensiek, D.L., Miller, N., Green-Ampt infiltration parameters from soil data. *Journal of Hydraulic Engineering*, 109(1), 62-70. 1983.

HYDROLOGICAL REGIME OF EPHEMERAL CATCHMENTS WITH DIFFERENT LAND USES: INSIGHTS FROM INTEGRATED NUMERICAL MODELING

Matteo Camporese¹, Joshua F. Dean² & Edoardo Daly³

(1) Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Padua, Padua, Italy; (2) Earth and Climate Cluster, Faculty of Earth and Life Sciences, Vrije Universiteit Amsterdam, the Netherlands; (3) Department of Civil Engineering, Monash University, Clayton, Vic, Australia

KEY POINTS:

- 4-year catchment scale water balances of a plantation and a pasture were compared through integrated modeling
- Vegetation dynamics are fundamental for the correct reproduction of the main water balance components
- Detailed topography and geology information is key to accurate modeling of ephemeral catchment hydrology

1 INTRODUCTION

Land use, particularly tree cover, has a strong influence on evapotranspiration (ET) and thus a large effect on catchment hydrology. This is particularly relevant for ephemeral catchments, widespread in arid and semi-arid climates, where the relationship of their water balance with climate, catchment geology, topography, and land cover is poorly known, mainly due to the dearth of medium to long term experimental observations.

Here we use four years (2011-2014) of rainfall, streamflow, and groundwater level measurements to estimate the water balance components in two small, adjacent, ephemeral catchments in a semi-arid region of south-eastern Australia; one catchment was predominantly covered with a eucalypt plantation established in July 2008 and the other was dedicated to grazing pasture.

To support the interpretation of the observations, the distributed hydrological model CATHY (CATchment HYdrology, Camporese *et al.*, 2010) was calibrated and validated against the data in the two catchments.

2 MODEL APPLICATION

The integrated hydrological model CATHY was calibrated against the data in the two catchments using streamflow and groundwater level observations in 2011; the data in the following years (2011-2014) were used for the model validation. To account for the different vegetation in the two catchments, actual evapotranspiration (ET_a), assumed equal to the root water uptake, is computed using a sink term in the Richards equation solver, as in Camporese *et al.* (2015).

The model was able to adequately reproduce the periods of flow in both catchments in all years (Figures 1 and 2). Streamflow and groundwater levels were better reproduced in the pasture than in the plantation. This can be partly attributed to the root growth of the trees, which is difficult to estimate; the declining water storage in the eucalypt catchment could only be obtained when including a simple model of root growth dynamics. Other sources of uncertainty could be due to i) an imperfect description of the subsurface boundary conditions at the outlet, ii) lack of information regarding the spatial variability of subsurface parameters such as the hydraulic conductivity, and iii) insufficient resolution of the topography description, preventing the representation of potentially important microtopographic features such as the tree furrows that run downslope over the majority of the eucalypt catchment.

The water balances estimated from both data and model showed a significant increase in ET_a in the eucalypt plantation catchment at the expense of groundwater storage (Figures 1 and 2): ET_a accounted for 95-104% of rainfall in the pasture catchment and 104-119% in the eucalypt catchment across the four years studied. However, the observed streamflow decline in the plantation was significantly less than predicted by the model, with streamflow discharge ranging from 1 to 4% of rainfall in both catchments for the entire study period (Figures 1 and 2).

Overall, the observed data and model simulations suggest the response of ephemeral catchments to land use change is driven by complex interactions between climate, geology and vegetation; long-term, data-rich, highly parameterized modeling studies are required to further separate these factors.

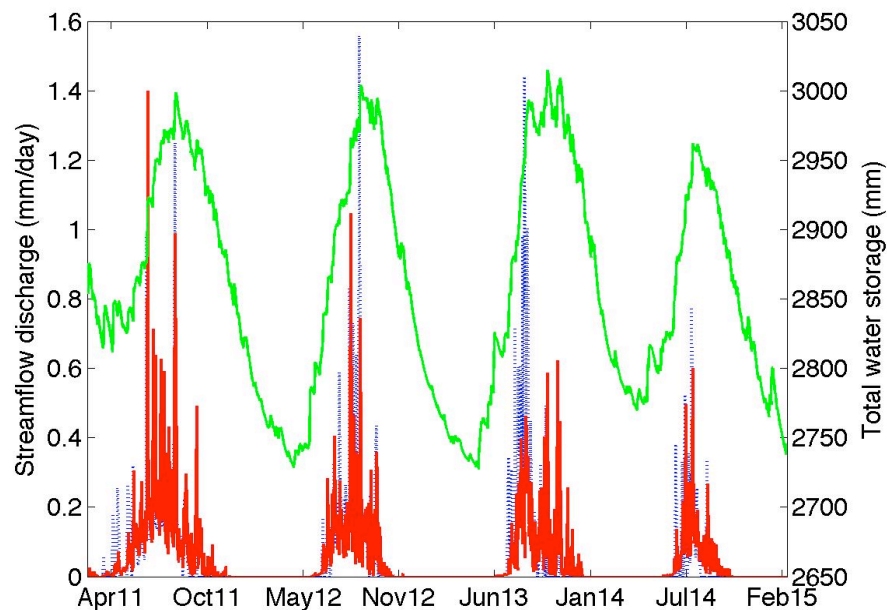


Figure 1. Observed (blue dashed line) and simulated (red solid line) streamflow discharge in the pasture catchment, along with the simulated groundwater storage (green solid line).

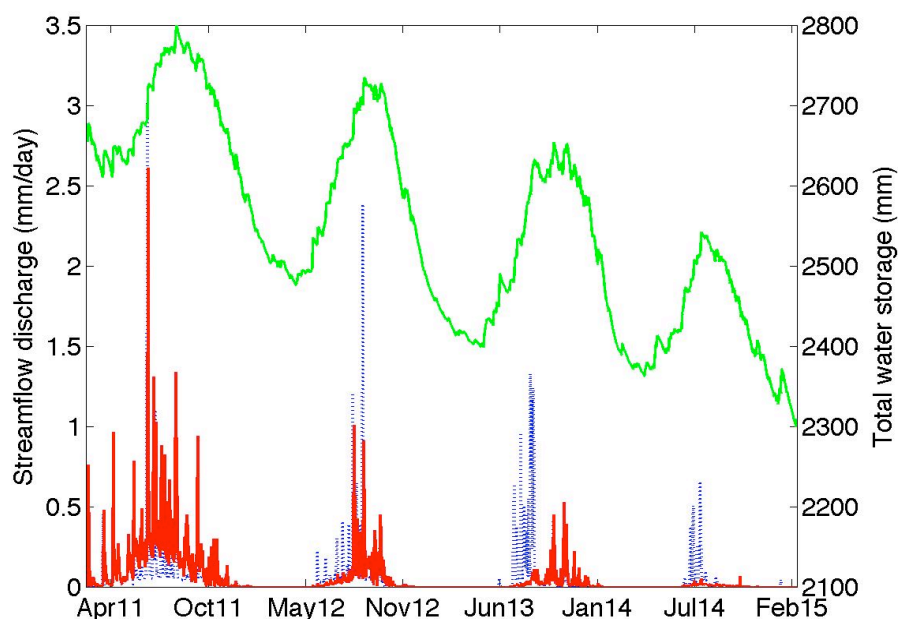


Figure 2. Observed (blue dashed line) and simulated (red solid line) streamflow discharge in the eucalypt catchment, along with the simulated groundwater storage (green solid line).

REFERENCES

- Camporese, M., Paniconi, C., Putti, M. & Orlandini S. Surface-subsurface flow modeling with path-based runoff routing, boundary condition-based coupling, and assimilation of multisource observation data, *Water Resources Research*, 2010, 46, W02512.
- Camporese, M., Daly, E. & Paniconi C. Catchment-scale Richards equation-based modeling of evapotranspiration via boundary condition switching and root water uptake schemes, *Water Resources Research*, 2015, 51, 5756–5771.

THE H2020 FREEWAT PROJECT FOR DEVELOPING A GIS-INTEGRATED PLATFORM FOR WATER RESOURCE MANAGEMENT

Giovanna De Filippis¹, Iacopo Borsi², Laura Foglia³, Massimiliano Cannata⁴, Violeta Velasco Mansilla⁵, & Rudy Rossetto¹

(1) Istituto di Scienze della Vita, Scuola Superiore Sant'Anna, Pisa (Italy); (2) TEA SISTEMI S.p.A., Pisa (Italy); (3) Institut für Angewandte Geowissenschaften, Technische Universität Darmstadt, Darmstadt (Germany); (4) Istituto di Scienze della Terra, Scuola universitaria professionale della Svizzera italiana, Canobbio (Switzerland); (5) Instituto de Diagnóstico Ambiental y Estudios del Agua, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Barcelona (Spain)

KEY POINTS:

- Sustainable management of ground- and surface-water resources can be supported by numerical models to increase understanding of complex natural systems and improve planning strategies
- Integrating GIS and hydrological codes may enhance the use of complex modeling environments, allowing to store and to manage large spatial datasets and model pre- and post-processing
- FREEWAT is an open source and public domain, QGIS-integrated platform, developed to simulate several hydrological processes in order to address decision making in water resource management

1 INTRODUCTION

Due to intense exploitation, degradation of accessible ground- and surface-water resources has become a severe issue in terms of both quantity and quality. Because of growing human pressure and climate changes, addressing proper management and planning strategies is critical to restore unbalanced situations and/or prevent future scenarios of degradation.

Numerical models are thought to be relevant to address the above mentioned issues, as highlighted by regulations and recommendations of the EU and the European and Environment Agency, stressing on the importance of developing innovative software tools to address water management issues (EU, 2000).

These tools may provide a thorough representation of hydrological systems and related processes, thus providing a full characterization of the involved flow terms and contaminant transport pathways. However, despite the need to perform such tasks, simulation tools for integrated water management are still scarce (Rossetto et al., 2013).

The EU HORIZON 2020 FREEWAT project (*FREE and open source software tools for WATER resource management*; Rossetto et al., 2015) aims at simplifying the application of EU water-related Directives providing an open-source and public-domain, GIS-integrated solution for planning and management of surface- and ground-water resources. This will facilitate the widespread use of complex modeling environments, taking advantage of storing, managing and visualizing large spatial datasets. FREEWAT expected main impact is helping in producing scientifically and technically sounding decision and policy making based on:

- data and innovative data analysis tools, and
- including participatory approach not only in the final stage of discussion, but also during the phase of scenario generation.

2 MATERIALS AND METHODS

Through creating a common environment among water research/professionals, policy makers and implementers, FREEWAT main impact will be on enhancing science and participatory approach and evidence-based decision making in water resource management, hence producing relevant and appropriate outcomes for policy implementation.

In this framework, the FREEWAT platform, developed within the open source QGIS GIS (QGIS Development Team, 2009), allows the simulation of the whole hydrological cycle and the analysis of several

water data. Input and output data are managed through a SpatiaLite Data Base Management System (DBMS).

The FREEWAT hydrological model is based on fully distributed and physically-based numerical codes, mainly from the open source USGS MODFLOW family (Regione Toscana, 2014). In particular, it integrates one of the latest and most complete version, to date, of MODFLOW, namely MODFLOW-OWHM (One-Water Hydrologic Flow Model; Hanson et al., 2014). FREEWAT capabilities include:

- solute transport in groundwater flow systems and in the unsaturated zone;
- tools for the analysis, interpretation and visualization of hydrogeological data;
- tools for dealing with groundwater quality issues through analysis of hydrochemical data;
- time-series processing to support advanced model calibration;
- a whole module for sensitivity analysis, calibration and parameter estimation;
- a dedicated module for water management and planning, with particular focus on rural environments.

As such, the FREEWAT platform is conceived as a canvas, where several simulation codes, based on the hydrological cycle, hydrochemical or economic-social processes, might be virtually integrated.

The main advantage of using the FREEWAT platform is the integration of a whole simulation environment in a unique GIS desktop, coupling the power of GIS geo-processing and post-processing tools in spatial data analysis to that of simulation software. Such integration allows to consider both the spatial and the time variability of the various hydrological factors, in order to enhance modelling and water management capabilities from a technical point of view and to support water policies implementation and decision making applications. Coupling is guaranteed in FREEWAT through a tight coupling approach, where GIS and hydrological model engines work separately, but the first provides the interface where data are pre-processed, run and then visualized. Availability of GIS-integrated simulation environments allows to definitely make easy model setting-up and to avoid data isolation, data integrity problems and broken data flows between models and the pre- and post- processing environment.

A spatial database was designed using SpatiaLite DBMS to store and handle geographical and alphanumerical data needed for the simulation of a hydrological model. Information stored in such DBMS is managed in the framework of a Unified Modeling Language scheme, by means of Model Data Objects (MDOs) containing spatial, temporal and finite difference grid data and created from a geographical input (a point, line or polygon GIS layer), a temporal input (derived from a timetable) and a finite difference grid. MDOs are needed to generate inputs for codes simulating specific processes.

Besides introducing a new software solution, a further goal of the project is to design a framework able to help hydrologists, GIS experts and planners in defining and simulating scenarios, visualizing results and carrying on post-processing analysis in a unique modelling environment. For this scope, a thorough set of modeling and processing tools is available to set up model geometry (both in the horizontal and vertical planes), define time discretization for the simulated processes, assign model properties and specific boundary conditions and source/sink terms, run the model and visualize results, as well as to activate auxiliary tools for data analysis and evaluation of model reliability (figure 1).

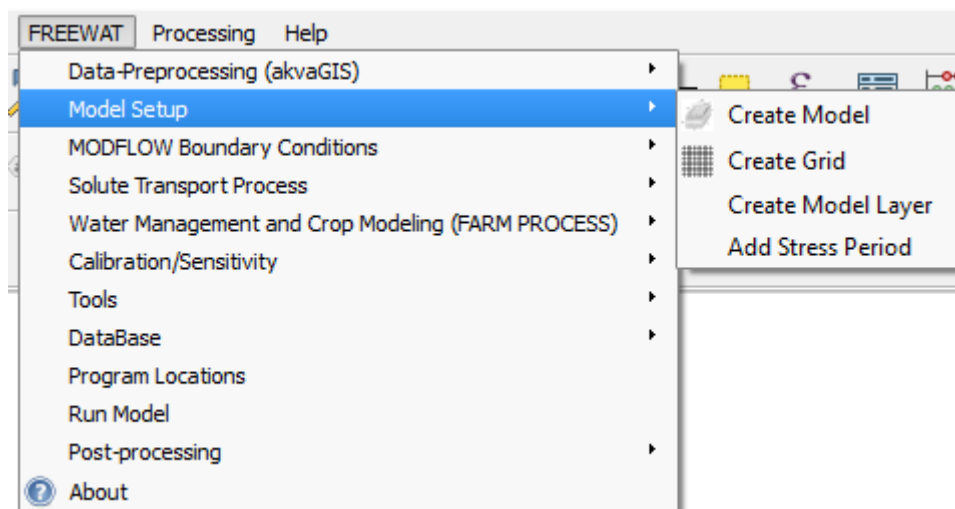


Figure 1. Screenshot of the FREEWAT plugin main window, showing the Model Setup tool expanded.

3 CONCLUSIONS

The FREEWAT platform is conceived especially for water authorities and public/private companies to build a high informative and dynamically growing representation of hydrologic systems where performing data storage and planning analysis. The FREEWAT exploitation will highly depend on its testing phase and on widespread training activities. Within the FREEWAT project, about 900 technicians throughout EU, Switzerland, Turkey, Ukraine and Africa (with the cooperation of UNESCO-IHP) will be trained. Fourteen case studies will be set up to demonstrate the full platform capabilities at different scales. Nine case studies (8 in EU plus 1 in Switzerland) will be devoted to the application of the FREEWAT platform to the Water Framework Directive and Groundwater Directive; five case studies (2 in EUs, 1 in Turkey, 1 in Ukraine, and 1 in Africa, through UNESCO involvement) will be devoted to rural water management. As the platform is free and open, contributions to further development by research institutions, private developers etc. are welcome, in the view of an initiative "*ad includendum*". The software suite is complemented by user manuals and training material.

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper is presented within the framework of the project FREEWAT, which has received funding from the European Union's HORIZON 2020 research and innovation programme under Grant Agreement n. 642224.

4 REFERENCES

- EU, Directive 2000/60/EC of the European Parliament and of the Council establishing a framework for the Community action in the field of water policy, Official Journal (OJ L 327) on 22 December 2000.
- Hanson, R.T., Boyce, S.E., Schmid, W., Hughes, J.D., Mehl, S.M., Leake, S.A., Maddock, T. & Niswonger, R.G. One-Water Hydrologic Flow Model (MODFLOW-OWHM), 2014, U.S. Geological Survey, Reston, Virginia.
- QGIS Development Team, QGIS Geographic Information System. Open Source Geospatial Foundation Project, 2009. <http://qgis.osgeo.org> [Accessed 11/03/2016]
- Regione Toscana. Evoluzione del sistema open source SID&GRID di elaborazione dei dati geografici vettoriali e raster per il porting negli ambienti QGIS e Spatialite in uso presso la Regione Toscana - CIG: ZA50E4058A, 2014, language: Italian.
- Rossetto, R., Borsi, I., Schifani, C., Bonari, E., Mogorovich, P. & Primicerio, M. SID&GRID: integrating hydrological modeling in GIS environment, Rendiconti Online Società Geologica Italiana, 2013, 24, 282-283.
- Rossetto, R., Borsi, I. & Foglia, L. FREEWAT: FREE and open source software tools for WATER resource management, Rendiconti Online Società Geologica Italiana, 2015, 35, 252-255.

EFFETTI DI URBANIZZAZIONE E CAMBIAMENTI CLIMATICI SUI DEFLUSSI A SCALA DI BACINO

Dario Pumo¹, Antonio Francipane¹, Elisa Arnone¹, Domenico Caracciolo¹, Francesco Viola², Leonardo Valerio Noto¹ & Goffredo La Loggia¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali, Università degli Studi di Palermo, Viale delle Scienze, Edificio 8, 90128, Palermo, Italy; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettura, Università degli Studi di Cagliari, Via Marengo, 2, 09123, Cagliari, Italia

ASPETTI CHIAVE:

- *La progressiva impermeabilizzazione dei suoli ed i cambiamenti climatici attesi possono avere pesanti ripercussioni sulla risposta idrologica dei bacini, specie quando tali dinamiche si sovrappongono*
- *Viene qui proposto un framework modellistico basato sull'applicazione di un modello idrologico, sotto opportuni scenari sintetici di transitorio, e sull'analisi delle relative serie di deflusso*
- *Tale procedura è atta ad individuare i più efficaci indicatori per l'identificazione e la valutazione dei cambiamenti idrologici indotti da eventuali pressioni antropiche e/o naturali*

1 PREMESSA

Fra le pressioni di natura antropica agenti sui bacini idrografici, particolare rilevanza hanno sia la progressiva perdita di suoli naturali in favore di suoli poco, o per nulla, permeabili (es. strade, edifici, parcheggi, etc.) che la regimazione e regolazione dei deflussi sulla rete di drenaggio naturale mediante interventi idraulici. In particolare, l'ultima relazione sullo stato dell'ambiente europeo a cura dell'Agenzia Europea dell'Ambiente (AEA, 2010) considera l'impermeabilizzazione dei bacini naturali come uno dei maggiori processi di degrado del suolo. L'aumento del grado di urbanizzazione dei bacini naturali, inteso come aumento della frazione impermeabile del suolo derivante dalla costante copertura di aree del bacino con materiali impermeabili artificiali come asfalto e cemento, è un fenomeno in costante crescita a livello globale e rappresenta spesso un compromesso fra esigenze sociali, economiche e ambientali diverse.

A tali cambiamenti si sovrappongono i cambiamenti climatici in atto, dovuti all'innalzamento della concentrazione atmosferica di CO₂, che, fra gli effetti principali, tendono a modificare la quantità e la modalità con cui le piogge arrivano al suolo e, al contempo, inducono alterazioni al regime termometrico, con importanti ripercussioni sui processi evapotraspirativi caratterizzanti i bacini idrologici. Pressioni naturali e pressioni antropiche sui sistemi idrologici spesso coesistono ed interagiscono mutualmente, contribuendo a determinare quelli che vengono definiti come 'cambiamenti idrologici' (Ceola *et al.*, 2014), ovvero modificando dinamicamente la maggior parte dei processi alla base della formazione e del trasferimento dei deflussi. In particolare, i primi risultano particolarmente sensibili alle pressioni naturali, come i cambiamenti climatici, mentre alle pressioni di natura antropica è spesso imputabile, come effetto principale, l'alterazione dei meccanismi di trasferimento del deflusso (Miller *et al.*, 2014).

Uno dei metodi più diffusi per valutare l'effetto congiunto di eventuali pressioni naturali e antropiche sui deflussi, è rappresentato dall'analisi delle serie temporali dei deflussi osservati, anche se la valutazione del diverso peso che le due diverse pressioni possono avere, rimane di difficile determinazione mediante tale approccio. Una metodologia più efficace sembra essere l'utilizzo di modelli idrologici per simulare gli effetti di diversi scenari di cambiamento sulla risposta idrologica. Esplorando tale approccio, l'obiettivo di questo lavoro è quello di presentare un framework modellistico atto a valutare in che misura l'applicazione di trend noti, sulle forzanti climatiche da un lato e sul grado di impermeabilizzazione dall'altro, possa influenzare la risposta idrologica di un bacino.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Procedura metodologica

La metodologia proposta prevede l'applicazione ad un caso studio di tipo sintetico in cui, mediante la generazione di opportuni scenari sintetici 'di transitorio', vengono simulati gli effetti dei cambiamenti

idrologici indotti da pressioni naturali (alterazione del regime termo-pluviometrico) e antropiche (aumento del grado di urbanizzazione), agenti separatamente e in maniera combinata. A tal fine viene utilizzato il tRIBS (*Ivanov et al.*, 2004), un modello idrologico particolarmente adatto agli scopi prefissi in quanto concepito come un 'laboratorio virtuale' per analisi spazialmente distribuite (*Bras et al.*, 2003), dal momento che tiene conto esplicitamente dei pattern spaziali dell'uso del suolo, oltre che del ruolo della topografia nella redistribuzione dei flussi laterali di umidità del suolo. L'applicazione, in fase prototipale, viene condotta sul bacino reale del *Baron Fork* (OK, USA), per il quale il tRIBS è stato calibrato e più volte validato (*Noto et al.*, 2008; *Liuzzo et al.*, 2009; *Caracciolo et al.*, 2014).

Lo studio dei cambiamenti idrologici indotti, viene effettuato a partire dall'analisi e il confronto fra serie di deflusso relative agli scenari di transitorio (combinazione di diversi scenari climatici e di uso del suolo generati a partire da trend osservati a livello globale) e la serie di deflusso relativa ad uno scenario stazionario di riferimento (*Baseline*), creato a partire dai dati climatici e di uso suolo realmente osservati per il caso studio selezionato. L'eventuale presenza di trend viene valutata mediante il test non parametrico di Mann-Kendal, relativamente a diversi indicatori ricavati dalle serie orarie e aggregate a scala giornaliera, mensile e annuale, valutandone anche l'entità mediante il Sen's Slope Estimator.

2.2 Modello idrologico: tRIBS

Il tRIBS (*TIN-based Real-time Integrated Basin Simulator*), è un modello idrologico a parametri distribuiti e fisicamente basato, che utilizza le informazioni spazialmente distribuite, quali pedologia, uso/copertura dei suoli e precipitazione per simulare i principali processi idrologici di un bacino. Il modello simula in continuo l'interazione dei flussi idrici sulla superficie del suolo, nella zona insatura e nell'acquifero enfatizzando le relazioni dinamiche tra la zona insatura e la zona satura e utilizzando le interazioni tra i fronti di infiltrazione e la posizione variabile della falda idrica. La rappresentazione topografica del bacino sfrutta le caratteristiche della struttura TIN, utilizzando una risoluzione multipla che offre un'elevata flessibilità computazionale e che permette di riprodurre la risposta idrologica dei bacini ad alta risoluzione sia temporale (oraria) che spaziale (10-100m). Tale modello viene utilizzato in fase operativa per derivare la risposta idrologica del bacino ai prefissati scenari climatici e di uso del suolo.

2.3 Caso studio

Il bacino selezionato per l'applicazione, *Baron Fork at Eldon* (OK, USA), è caratterizzato da un'area di circa 800 km², una quota media di 346 m.s.l.m e presenta al suo interno il sottobacino *Peacheater Creek at Christie*, che si estende su un'area di 64 km² con una quota media di 328 m.s.l.m. Si tratta del bacino su cui è stato originariamente testato il tRIBS, per il quale sono disponibili osservazioni idro-climatiche storiche e per il quale quindi il modello è stato già calibrato e validato, dimostrando un'elevata capacità di riprodurre la risposta idrologica osservata. Per ciascuno scenario considerato viene derivata, mediante il tRIBS, la corrispondente serie dei deflussi a scala oraria, sia alla sezione di chiusura dell'intero bacino che del sottobacino. La topografia dell'area viene derivata da un DEM a 30 m dell'USGS, mentre per rappresentare la distribuzione spaziale di uso del suolo e copertura vegetale attuale vengono utilizzati dati di *Land Use and Land Cover* dell'USGS, combinando varie classi vegetazionali e di uso del suolo al fine di distinguere tre macroclassi all'interno del bacino (zone con vegetazione, zone senza vegetazione e zone urbanizzate) che rappresentano anche un surrogato di classificazione dei suoli dal punto di vista delle proprietà idrauliche coinvolte nella modellazione idrologica (*Ivanov et al.*, 2004).

2.4 Scenari sintetici analizzati

Ogni scenario sintetico considerato è costituito da uno scenario climatico (serie orarie relative ad alcune variabili climatiche) e da uno scenario di urbanizzazione (mappe annuali di uso del suolo). Tali scenari vengono generati considerando una condizione iniziale che, mediante l'applicazione di uno o più trend lineari, evolve verso una condizione finale prefissata per un orizzonte temporale di 100 anni. Vengono considerate quattro tipologie di scenari: scenario stazionario di confronto (*Baseline*), scenari con soli trend climatici (*C*); scenari con solo trend di urbanizzazione (*U*); scenari con trend sia climatici che di urbanizzazione (*CU*).

2.4.1 Scenari climatici

Gli scenari climatici vengono generati mediante un generatore climatico numerico avanzato, *Advanced*

WEather GENerator (AWE-GEN, *Fatichi et al.*, 2011), considerando due tipi di trend possibili, entrambi caratterizzati da un incremento lineare delle temperature: *negativo* (C_n), prevede una riduzione lineare delle piogge medie annuali, e *positivo* (C_p), prevede un incremento lineare delle piogge. Per valutare i trend climatici da applicare nel caso studio, si è fatto riferimento alle proiezioni climatiche meno conservative (RCP 8.5) per il periodo 2081-2100 relative all'ultimo rapporto dell'IPCC-5AR (*Intergovernmental Panel on Climate Change - fifth assessment report*; IPCC, 2013). In particolare, lo scenario C_n potrebbe essere considerato come rappresentativo della maggior parte delle regioni secche alle medie latitudini e dell'area sub-tropicale e considera un aumento delle temperature medie per un orizzonte temporale di 100 anni pari a +4°C e una riduzione delle piogge del -25%. Mentre, per lo scenario C_p , si considera lo stesso aumento delle temperature ed un aumento delle precipitazioni medie annue pari al +25%, consistentemente a quanto è previsto per alcune regioni alle alte latitudini, per la zona dell'Oceano Pacifico equatoriale e per molte regioni umide alle medie latitudini. Per creare i diversi scenari climatici, vengono inizialmente generate, mediante l'AWE-GEN e per una lunghezza complessiva di 100 anni, delle serie orarie stazionarie di pioggia, temperatura, radiazione solare, umidità relativa e velocità del vento, necessarie all'applicazione del tRIBS; nel parametrizzare il simulatore climatico vengono considerati gli statistici derivanti dalle osservazioni meteo-climatiche nel bacino, ottenendo quindi serie sintetiche statisticamente consistenti con le serie storiche osservate. In tal modo viene quindi creato uno scenario stazionario in termini di forzanti climatiche che viene utilizzato come scenario climatico per il *Baseline*. Sempre mediante l'AWE-GEN e applicando i trend lineari relativi prefissati (+4°C per le temperature medie, $\pm 25\%$ per la precipitazione media annua in 100 anni), vengono successivamente generati gli scenari climatici di transitorio C_n e C_p , sempre su base oraria e per una lunghezza di 100 anni. Un esempio di applicazione dei trend pluviometrici viene fornito in Figura 1a, generato con riferimento a osservazioni reali (2007-2013) nel *Baron Fork*.

2.4.2 Scenari di urbanizzazione

Il fenomeno di impermeabilizzazione dei bacini risulta altamente variabile a livello globale, a seconda della disponibilità e "appetibilità" socio-economica di aree di terreno potenzialmente urbanizzabili. Secondo un recente rapporto (AEA, 2006) la superficie delle aree urbane nell'UE è aumentata mediamente del 78% negli ultimi 50 anni. Tali dati sono confermati anche da *Prokop et al.* (2011) che, mediante il confronto fra carte dell'uso del suolo (*Corine Land Cover*) relative ad anni diversi, hanno stimato un aumento percentuale delle aree urbane nell'UE di circa il 9% fra il 1990 ed il 2006. In aree poco urbanizzate ed a forte espansione urbanistica, come quelle africane, sono stati riscontrati incrementi percentuali ben superiori; ad esempio, *Gumindoga et al.* (2014) hanno riscontrato un incremento di più del 600% in soli 20 anni per le aree urbane di un bacino dello Zimbabwe. In questo studio vengono considerati due ipotetici scenari dinamici di cambiamento del grado di urbanizzazione del suolo (U_1 e U_2), prevedendo esclusivamente un incremento della frazione impermeabile del bacino; in particolare, vengono considerati due diversi livelli di urbanizzazione: nello scenario U_1 si considera un trend lineare di urbanizzazione associabile a molte delle zone europee, secondo cui, a partire dalla condizione iniziale di riferimento, la frazione di aree urbane risulti aumentata del 300% dopo 100 anni; nello scenario U_2 , viene invece considerato un fattore di crescita doppio, ovvero un incremento percentuale delle aree urbane pari al 600% in 100 anni, associabile a zone a forte espansione urbanistica.

La configurazione *Baseline* considera uno scenario di urbanizzazione stazionario, con mappe di uso del suolo invarianti nel tempo e corrispondenti a quella attuale, osservata nel bacino (Figura 1b). Tale mappa viene inoltre usata come scenario iniziale per ricavare gli scenari dinamici di urbanizzazione U_1 e U_2 (di cui vengono riportati degli esempi in Figura 1c e 1d, rispettivamente). Quest'ultimi vengono generati mediante un modello appositamente implementato, che associa ad ogni cella del bacino potenzialmente "occupabile" una probabilità di essere urbanizzata, in funzione della pendenza della cella, della contiguità o meno con celle già urbanizzate, e del grado di urbanizzazione nell'area in prossimità della cella. Fissato il tasso annuale di urbanizzazione, il modello sostituisce le celle con maggiore probabilità con celle impermeabili (urbane), generando un pattern spaziale di uso del suolo all'anno. Tali mappe dinamiche vengono rese disponibili al tRIBS, che è dotato di un modulo automatico per l'aggiornamento annuale delle mappe di uso del suolo e che considera ogni mappa costante fino al successivo aggiornamento.

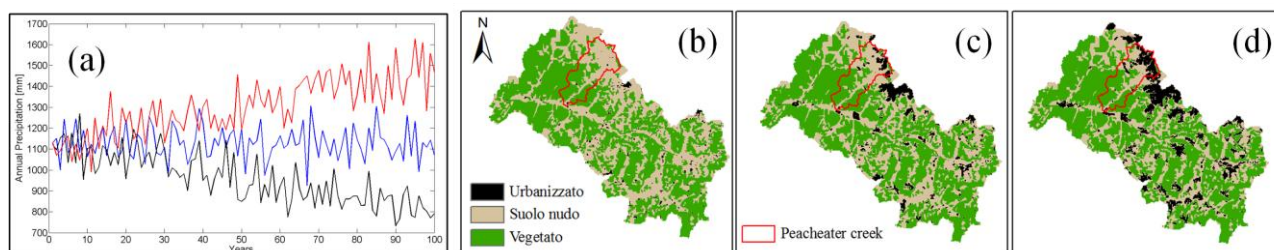


Figura 1. (a) Ipotetici scenari di pioggia generati: piogge medie annue per lo scenario stazionario (in blu), per C_n (in nero) e per C_p (in rosso). Mappe di Uso del Suolo del Baron Fork: *Baseline*: scenario costante e corrispondente a quello attuale (b); ipotetica mappa finale di uso del suolo per lo scenario U_1 (c) e per lo scenario U_2 (d) considerando un incremento percentuale delle aree urbane del +300% e +600%, rispettivamente.

3 RISULTATI PRELIMINARI E CONCLUSIONI

Uno degli obiettivi del lavoro è quello di individuare appropriati indicatori idrologici, atti a rilevare e quantificare eventuali cambiamenti idrologici indotti da pressioni naturali e/o antropiche. A tal fine l'analisi dei trend viene effettuata per nove diversi scenari sintetici (*Baseline*, C_p , C_n , U_1 , U_2 , C_pU_1 , C_pU_2 , C_nU_1 e C_nU_2) e su tre classi di indicatori. La prima, legata al regime idrologico, include il deflusso medio annuo, le componenti stagionali, la curva di durata, alcuni quantili caratteristici di portata, ed i coefficienti di deflusso mensili ed annuo. La seconda classe è legata alle portate estreme ed include un'analisi sulle portate massime annuali a diverse scale di aggregazione (valori e data di occorrenza) e sulle portate oltre una certa soglia critica. Un'ultima classe riguarda l'analisi delle portate ordinarie o basse, e considera come indicatori le portate minime annuali a diverse scale di aggregazione (valori e data di occorrenza), le portate sotto una certa soglia critica e la frequenza di deflussi nulli. La presenza del sottobacino risulta particolarmente utile per studiare gli effetti di scala; mediante il confronto fra i risultati ottenuti nel bacino principale e nel sottobacino, è infatti possibile quantificare in che modo i cambiamenti idrologici siano influenzati dalla scala dell'area in esame. Sebbene l'applicazione del framework sia ancora in via di sviluppo a causa dei tempi computazionali piuttosto elevati, i risultati preliminari, qui non mostrati, sembrano confermare una buona capacità della metodologia nell'identificare, quantificare e distinguere l'eventuale presenza di cambiamenti climatici e di uso del suolo, suggerendo specifici indicatori idrologici per ciascuna tipologia di trend.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AEA, 2006. La dispersione urbana in Europa: una sfida ambientale ignorata. Relazione dell'Agenzia europea dell'ambiente 10/2006.
- AEA, 2010. L'ambiente in Europa – Stato e prospettive nel 2010: suolo. Agenzia europea per l'ambiente, Copenhagen
- Bras, R.L., Tucker G.E. & Teles V. Six Myths About Mathematical Modeling in Geomorphology. Prediction in Geomorphology, pp. 63-79: American Geophysical Union. 2003
- Caracciolo, D., Arnone, E. & Noto, L.V. Influence of spatial precipitation sampling on hydrological response at the catchment scale. Journal of Hydrologic Engineering, 19 (3), 544-553, 2014
- Ceola, S., Montanari, A., & Koutsoyannis D. Toward a theoretical framework for integrated modeling of hydrological change. Water, 10.1002/wat2.1038, 2014.
- Fatichi, S., Ivanov, V.Y. & Caporali, E. Simulation of future climate scenarios with a weather generator. AWR, 34 (4), 448-467, 2011
- Gumindoga, W., Rientjes, T., Shekede, M.D., Rwasoka, D.T., Nhapi, I. & Haile, A.T. Hydrological Impacts of Urbanization of Two Catchments in Harare, Zimbabwe, Remote Sens., (6), 12544-12574, 2014
- IPCC. Climate change 2013. The physical science basis. Contribution of Working Group I to the fifth assessment report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 2013
- Ivanov, V.Y., Vivoni, E.R., Bras, R.L. & Entekhabi, D. Preserving high-resolution surface and rainfall data in operational-scale basin hydrology: a fully-distributed physically-based approach. Journal of Hydrology, (298), 80-111, 2004
- Liuzzo L., Noto L., Vivoni E. & La Loggia G. Basin-Scale Water Resources Assessment in Oklahoma under Synthetic Climate Change Scenarios Using a Fully Distributed Hydrologic Model, Journal of Hydrologic Engineering (15), 107-122, 2009
- Miller, J. D., Hyeonjun K., Thomas R. K, Packman, J, Grebby S. & Dearden R. Assessing the impact of urbanization on storm runoff in a peri-urban catchment using historical change in impervious cover, Journal of Hydrology (515), 59-70, 2014
- Noto L., Ivanov V., Bras R. & Vivoni E. Effects of initialization on response of a fully-distributed hydrologic model, Journal of Hydrology (352), 107-125, 2008
- Prokop, G., Jobstmann, H. & Schonbauer, A. Overview on best practices for limiting soil sealing and mitigating its effects in EU-27 (Environment Agency Austria), Technical Report - 2011-50, ISBN: 978-92-79-20669-6, 2011

SULLA CALIBRAZIONE DI MODELLI A PARAMETRI FISICAMENTE BASATI

Leonardo Mita¹, Salvatore Manfreda¹, Leonardo Mancusi² & Mauro Fiorentino¹

(1) Dipartimento delle Culture Europee e del Mediterraneo, Università degli Studi della Basilicata, Potenza, email: salvatore.manfreda@unibas.it, leonardo.mita@unibas.it 2) Dipartimento Sviluppo Sostenibile e Fonti Energetiche, Ricerca sul Sistema Energetico S.p.A., Milano, email: leonardo.mancusi@rse-web.it

ASPETTI CHIAVE:

- Il presente articolo descrive un modello idrologico concettuale mirato alla previsione idrologica per gli impianti di produzione idroelettrica
- Le caratteristiche del modello hanno consentito di sviluppare una nuova procedura di calibrazione che sfrutta informazioni ottenute da satellite oltre alle misure idrologiche tradizionali
- L'approccio di calibrazione proposto garantisce una maggiore affidabilità delle previsioni idrologiche

1 INTRODUZIONE

Secondo i dati forniti nel rapporto Eurostat sulle fonti rinnovabili (Eurostat, 2014), il nostro paese ha già superato l'obiettivo del 17% di energia rinnovabile sulla quota di copertura dei consumi finali (Direttiva 2009/28/CE) e risulta prossimo all'obiettivo della Strategia Energetica Nazionale (19-20%). L'energia idroelettrica ha contribuito a circa il 50% della produzione da rinnovabili (TERNA, 2014). Inoltre, si è registrato un incremento di produzione legato a questa fonte grazie agli impianti ad acqua fluente con potenza minore o uguale ad 1 MW. Questi impianti come molti altri nell'ambito delle rinnovabili non sono programmabili, cioè non è possibile modulare la produzione di energia in funzione della domanda. Pertanto, la modellazione idrologica risulta essenziale per migliorare la gestione della rete elettrica e delle immissioni di produzione.

Negli ultimi anni, Università degli Studi della Basilicata e RSE spa stanno collaborando allo sviluppo di sistemi di previsione per la gestione di impianti idroelettrici. La collaborazione ha prodotto il modello HALTFLOOD (Mancusi et al., 2013; Mancusi, 2013) basato sul modello idrologico a parametri concentrati AD2 (Fiorentino & Manfreda, 2004). Il modello è stato già testato su diversi bacini in Italia e per tale ragione sono state sviluppate delle procedure ad-hoc per la calibrazione per garantire una facile trasferibilità dello strumento in diversi contesti ambientali e climatici.

La calibrazione dei modelli idrologici avviene generalmente modificando indistintamente i parametri di un modello ed utilizzando come per la calibrazione le sole portate in alveo. Questo inevitabilmente porta ad avere un set di parametri che riproduce correttamente il segnale integrato del bacino, ma non è detto che lo faccia riproducendo correttamente i fenomeni (Kirchner, 2006). Pertanto, in questi casi è probabile che le performance dei modelli non siano altrettanto soddisfacenti in periodi diversi da quelli della calibrazione. Nel presente lavoro, viene proposta una procedura di calibrazione per il modello AD2 che mira a legare la calibrazione dei parametri ai processi che questi descrivono (e.g., deflusso superficiale e componente dello scioglimento nivale). La procedura è messa a confronto con procedure classiche di calibrazione per valutarne l'effettivo vantaggio in applicazioni idrologiche.

2 IL CASO DI STUDIO

L'approccio modellistico è stato applicato al bacino idrografico del Fiume Aniene (uno degli affluenti principali del fiume Tevere) a monte della diga di San Giovanni (Tivoli). Le caratteristiche principali di questa parte di bacino sono: superficie di 690 km², range di altitudine da 213 a 2156 m s.l.m. (altitudine media di 800 m s.l.m.) e latitudine media di 41.57°.

All'interno del bacino sono presenti 9 stazioni di monitoraggio del Servizio Idrografico di Roma, 7 di esse per registrazioni pluviometriche e di temperatura, le rimanenti 2 per misure pluviometriche e idrometriche. Le misure di portata sono ricavate dalle letture idrometriche del Servizio Idrografico di Roma effettuate alla sezione di chiusura posta a valle della diga di San Giovanni. Nel periodo oggetto di studio

compreso tra 1 gennaio 2006 e 31 dicembre 2010 la precipitazione media è stata di 1200 mm/anno e la portata media alla sezione di chiusura di 13.5 m³/s.

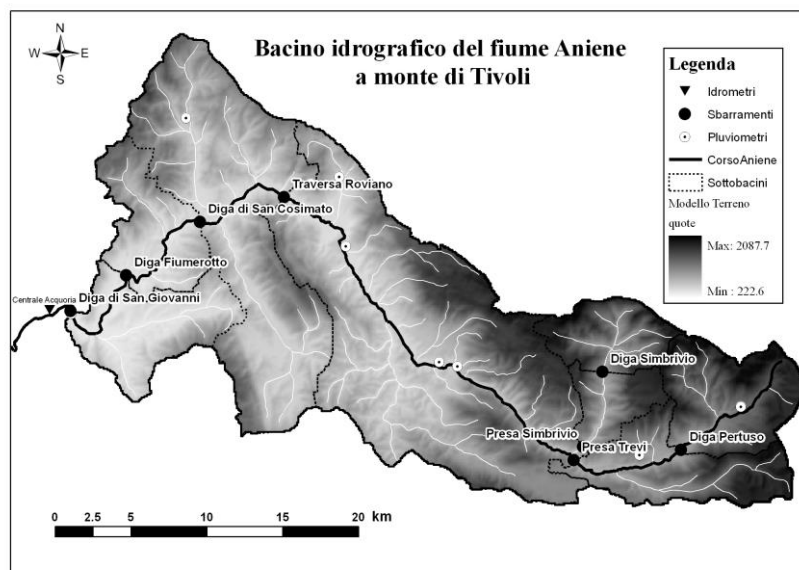


Figura 1. Bacino del Fiume Aniene ed individuazioni dei principali bacini idroelettrici presenti e stazioni di monitoraggio.

3 APPROCCIO MODELLISTICO: CALIBRAZIONE, VALIDAZIONE E DISCUSSIONE

In HALTFLOOD, la modellazione idrologica è svolta mediante il modello idrologico AD2 (*Fiorentino & Manfreda, 2004; Rosano et al., 2008; Manfreda et al., 2012*), che è un modello di tipo concettuale a parametri concentrati fisicamente basati. L'AD2 è stato rielaborato con l'obiettivo di giungere ad una versione di modello versatile e applicabile anche in bacini montani con presenza di manto nevoso.

La modellazione è stata svolta utilizzando due approcci di calibrazione:

- 1) modellazione con modello AD2 in cui le componenti di deflusso di base, deflusso superficiale e contributo da scioglimento nivale sono oggetto di specifica calibrazione;
- 2) modellazione con modello AD2 in cui non si tiene conto di informazioni aggiuntive utilizzate precedentemente, ma si ottimizzano tutti i parametri del modello utilizzando soli deflussi totali registrati per la calibrazione.

Il modello subisce piccole trasformazioni passando dall'approccio 1 a 2. In particolare, le portate superficiali, ipodermiche e profonde vengono simulate per mezzo di uno schema di invasio lineare. Nell'approccio 1, invece, il deflusso di base viene calcolato direttamente dalla serie dei dati di portata registrata mediante un filtro appositamente sviluppato (si veda *Gioia et al., 2014*). La calibrazione dei parametri è svolta facendo ricorso ad un algoritmo genetico applicato al set di parametri specifici (approccio 1) ovvero applicato a tutti i parametri del modello ottimizzando il modello rispetto alle sole portate registrate in alveo (approccio 2). Nel primo approccio, i parametri responsabili della generazione del deflusso superficiale del modello AD2 sono stati calibrati utilizzando la serie dei deflussi superficiali ottenuta depurando la serie delle portate registrate dai deflussi di base, stimati mediante un filtro matematico, ed i parametri relativi allo scioglimento nivale sono calibrati in relazione a dati sulla estensione del manto nevoso misurati da satellite.

Per la calibrazione è stata implementata una procedura di ricerca basata su un algoritmo genetico utilizzando il RMSE come funzione da ottimizzare. Nel primo approccio, la calibrazione ha riguardato preliminarmente i parametri legati allo scioglimento nivale utilizzando informazioni legate alla copertura nivale rilevata da satellite. Successivamente sono stati calibrati il coefficiente di ruscellamento superficiale

C_m , il parametro di permeabilità del terreno a saturazione K_{s0} , il contenuto idrico a saturazione S_{max} e l'indice di disconnessione dei pori c_{soil} . Nel secondo approccio invece, sono stati calibrati tutti i parametri in relazione ai deflussi totali determinando un dataset con otto parametri, aggiungendo ai suddetti parametri quelli del modulo neve, M_{fr} e M_f , rispettivamente fattore di congelamento e fattore di scioglimento, e quelli del deflusso di base K_{gw} e W_{gw} , ovvero costante di invaso e volume di invaso della falda.

Nella prima fase quindi, ai parametri del modulo neve sono stati assegnati valori risultanti da calibrazioni passate ottenute mediante confronti con stime di copertura nevosa messe a disposizione dal National Snow & Ice Data Center (NSIDC). I valori attribuiti ai parametri del modulo neve sono stati i seguenti: $M_{fr}= 0.01$ mm/°C*h, $M_f= 0.15$ mm/°C*h, $T_b= 0.5$ °C. Nella tabella seguente vengono indicati i valori dei parametri a seguito delle due procedure di calibrazione adottate.

Parametri	AD2 approccio 1	AD2 approccio 2	Unità di misura
C_m	0.3908	0.2973	
K_{s0}	923.50	999.52	mm/h
S_{max}	100	2999.99	mm
c_{soil}	1.0	1.27	
M_{fr}	0.01	0.0104	mm/°C*h
M_f	0.15	0.8459	mm/°C*h
K_{gw}	-	5167.65	h
W_{gw}	-	1800.3	m ³

Tabella 1. Parametri del modello AD2 ottenuti mediante i due approcci di calibrazione proposti.

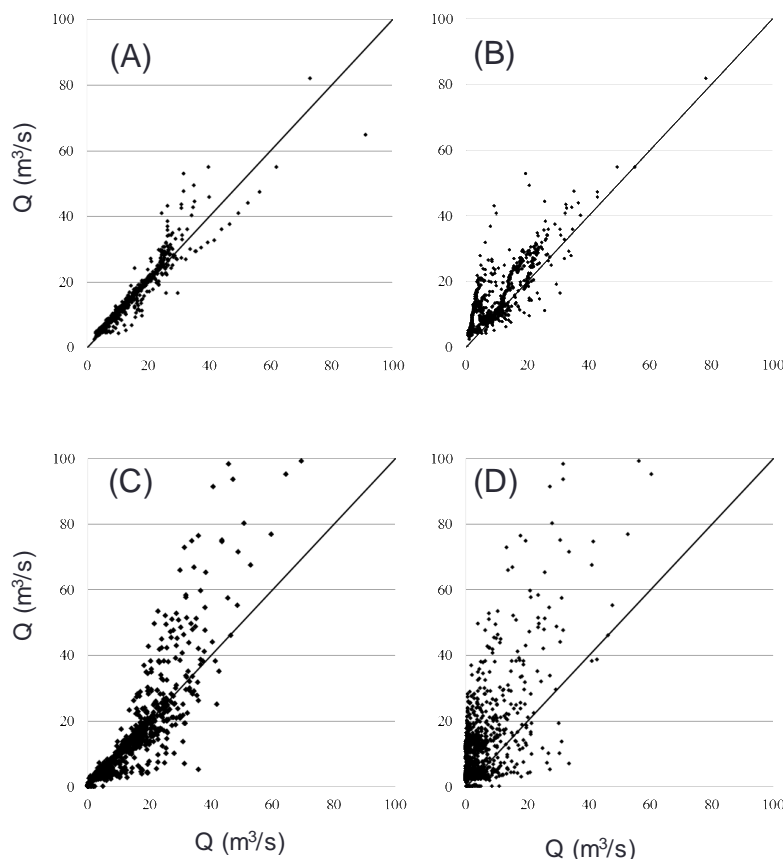


Figura 2. Confronto tra portate osservate e simulate: A) calibrazione approccio 1 – periodo 2006-2007, B) calibrazione approccio 2 – periodo 2006-2007; C) risultati validazione approccio 1 – periodo 2008-2010; D) risultati validazione approccio 2 – periodo 2008-2010.

La calibrazione dei parametri è stata condotta utilizzando i primi due anni di dati (1/01/2006 - 31/12/2007), mentre la validazione ha interessato il periodo 1/01/2008 - 31/12/2010. L'intero periodo considerato è descritto in figura 3 dove sono riportate le portate in alveo simulate e registrate per entrambi i dataset. Nella tabella seguente si riportano le performance dei due approcci modellistici attraverso i diversi errori calcolati tra le portate giornaliere registrate e simulate su scala giornaliera in fase di calibrazione e di validazione.

Performance	AD2 approccio 1 calibrazione	AD2 approccio 1 Validazione	AD2 approccio 2 calibrazione	AD2 approccio 2 validazione
RMSE (m ³ /s)	3.08	8.32	7.28	13.92
AAE (m ³ /s)	3.33	1.49	5.13	8.98
Nash-Sutcliffe (%)	71.16	91.25	51.21	19.42
Bilancio (%)	94.76	98.57	70.77	40.43

Tabella 2. Confronto delle performance dei due approcci di calibrazione.

Da confronto tra i risultati ottenuti in fase di calibrazione e validazione si evince che il primo approccio generalmente produce errori più bassi, ma questo è merito dell'utilizzo del filtro matematico per la definizione del deflusso di base. Questo primo elemento non deve però distogliere l'attenzione dal risultato più importante ottenuto in questo studio che è rappresentato dalla maggiore robustezza del primo approccio che presenta minori perdite di performance nella fase di validazione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Castelletti, A., Pianosi F. Sviluppo e test del modulo previflow sul bacino dell'Aniene. in Mancusi, L.: "Sviluppo e applicazioni del sistema SW HALTFLOOD". Rapporto 12000345. RSE spa. pp74. 2012.
- Cosby, B.J., Hornberger, G.M., Papp, R.B., Ginn, T.R. A statistical exploration of the relationships of soil moisture characteristics to the physical properties of soils. Water Resources Research. 1984. 20682-690.
- Eurostat, Share of energy from renewable sources, 2014.
- Ferraris, L., Rudari, R., Siccaldi, F. The uncertainty in the prediction of flash floods in the northern Mediterranean environment. Journal of Hydrometeorology. 2002.
- Fiorentino, M., Manfreda, S. La stima dei volumi di piena dell'Adige a Trento con riferimento al rischio di inondazione. XXIX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. 2004.
- Gioia, A., S. Manfreda, V. Iacobellis, M. Fiorentino, Performance of a theoretical model for the description of the water balance and runoff dynamics in Southern Italy, Journal of Hydrologic Engineering, 19(6), 1113–1123, 2014.
- GSE, Energia da fonti rinnovabili. Quadro d'insieme, Settore Elettrico, 2014.
- Kirchner, J.W. Getting the right answers for the right reasons: Linking measurements, analyses, and models to advance the science of hydrology. Water Resources Research. 2006. 42. W03S04.
- Mancusi, L. "Sviluppo e applicazioni del sistema SW HALTFLOOD" Rapporto RdS RSE 12000345, 2013.
- Mancusi, L., Saccardo, I., Cesca, M., Vianello, A., Gasparetto, D. "Application of the software HaltFlood to the Piave River basin in Italy". 9° ICOLD Europeab Club Symposium – Sharing Experience for Safe and Sustainable Water Storage – 10-12 April 2013 Venice, Italy.
- Manfreda, S., Funicelli, L., Mancusi, L. Previsione idrologica per la gestione degli impianti idroelettrici. Atti del Convegno di idraulica e Costruzioni Idrauliche. 2012.
- Nash, J.E., Sutcliffe, J.V. River flow forecasting through conceptual models. Part 1 – a discussion of principles. Journal of Hydrology. 1970. 10(3). 282-290.
- Rosano, R., Manfreda, S., Fiorentino, M., Sole, A. Sviluppo ed ingegnerizzazione di un modello per la simulazione idrologica a scala di bacino. XXXI Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. 2008.
- Salomonson, V.V., Appel, I. Estimating the fractional snow covering using the normalized difference snow index. Remote Sensing of Environment. 2004. 89:351-360.
- Strahler, A.N. Hypsometric (area-altitude) analysis of erosional topography. Bulletin Geological Society of America. 1952.63. 1117-1142.
- Terna. Dati Statistici sull'energia elettrica in Italia: Dati Generali. 2014.

HYDROLOGICAL MODELLING OF THE TRESINARO STREAM CATCHMENT (NORTHERN APENNINES) WITH HEC-HMS CODE: PRELIMINARY RESULTS.

Francesca Petronici¹, Rachele Ghirotti¹, Lisa Borgatti¹, Marco Marcaccio² & Federico Cervi¹

(1) Department of Civil, Chemical, Environmental and Materials Engineering, DICAM, University of Bologna, Italy; (2) ARPAE Emilia-Romagna Direzione Tecnica – CTR Sistemi Idrici.

KEY POINTS

- Mountainous water resources display good quality and are crucial for the preservation of river discharge, especially during the recession period; a better knowledge of the hydrogeological system is essential.
- The Tresinaro stream catchment is a valuable case study, representative of the geological and hydrogeological features of several northern Apennines catchments, and still sparsely urbanized.
- An integrated numerical model of the Tresinaro stream catchment was built and calibrated with the HEC-HMS code. Preliminary continuous simulation results are reported.

1 INTRODUCTION

The management of water resources in mountain areas is a difficult task due to the heterogeneity of the territories and the complexity of the water cycle. In fact, this is conditioned by many factors ranging from the spatial distribution of precipitation, evapotranspiration, vegetation cover and infiltration capacity. Numerical tools accounting for the single variable can be used to simulate hydrogeological and hydrological processes and to evaluate water resources. Different numerical codes are currently used like CATHY (Camporese *et al.*, 2010; Trudel *et al.*, 2014), HEC-HMS (Garcia *et al.*, 2008; Candela *et al.*, 2012), HGS (Goderniaux *et al.*, 2009; Levison *et al.*, 2014; Ala-aho *et al.*, 2015), MIKE-SHE (Sultana & Coulibaly, 2011; Voeckler *et al.*, 2014; Foster & Allen, 2015) and SWAT (Kim *et al.*, 2008). The majority of published works analyses extreme events (Knebl *et al.*, 2005) in order to evaluate the effects of particularly intense storms. Instead, this work reports the results of a continuous simulation in a mountainous basin (northern Apennines) with the program HEC-HMS (Hydrologic Modelling System, 2000) and it shows the problems and the complexities related to the model. In particular, a continuous simulation requires considerable monitoring data, which for many watersheds may not be available or may not be continuous (Chu & Steinman, 2009). In addition, simulation on a long time period needs information about low flow and loss due to evapotranspiration or infiltration in the alluvial fan, which are not required in an event model. However, continuous simulations are essential to the analysis of water resources and allow the evaluation of the relationships between mountainous water resources and aquifers in the plain. Furthermore, studies of Apennines basins with the HEC-HMS program have not been presented yet and, in particular, none has introduced groundwater from springs as a source volume and the water loss in the alluvial fan as a constant loss from the stream, due to the general lack of monitored discharges. To sum up, this case study is an interesting opportunity to test the program in a well-known area where both precipitation and part of the baseflow are inserted as input data.

2 STUDY AREA

The study was carried out on the Tresinaro stream catchments, a tributary of the River Secchia, located in the SE of the Reggio Emilia Province (Italy). The Tresinaro stream catchment covers approximately an area of 147 km² (at the Ca' de Caroli stream gauge; Fig.1(a)) and it is representative of the geological and hydrogeological features of several northern Apennines basins. In addition, as it is still sparsely urbanized, the river discharge is only marginally influenced by human activity. The area is the object of a comprehensive study and analysis since 2013. The main water source of the Tresinaro are the "Mulino delle Vene" springs (Carpinetti, RE). They are among the largest in the Apennines for mean annual discharge (0.11 m³/s) and dynamic storage (1.53 Mm³) and they are considered as the main water resource in the area (Cervi *et al.*, 2014). Besides, we can rely on continuous data that allow the groundwater system to be better characterized. In particular, ARPAE ER (Agenzia Regionale per la Prevenzione, l'Ambiente e l'Energia

dell'Emilia-Romagna) started a continuous monitoring data collection of the Mulino delle Vene springs discharge from March 2013. The mean discharge was about $0.11 \text{ m}^3/\text{s}$, maximum value of $0.46 \text{ m}^3/\text{s}$ occurred the 5th April 2013, while minimum was about $0.03 \text{ m}^3/\text{s}$ on the 18th November 2013. Moreover, a stream gauge has been set since 2003 at Ca' de Caroli (98 m a.s.l.; Scandiano, RE), in the foothills of the northern Apennines chain. The gauge records the daily stream discharge about 3 km downstream the beginning of the alluvial fan, in particular, mean discharge was about $1.82 \text{ m}^3/\text{s}$, maximum value of $68.00 \text{ m}^3/\text{s}$ occurred the 4th March 2014, while minimum was about $0.11 \text{ m}^3/\text{s}$ on the 4th January 2014.

The catchment is characterised by a steep topography in the upper sector, whereas it is more gentle down valley. Elevation ranges from 972 m a.s.l. to 98 m a.s.l., with a mean value of 322 m a.s.l.. Moreover, the geology of the catchment is predominant constituted by clay-rich units and sandstone rock masses, which represent the main aquifers in the area. Tracer tests carried out during the 2015 low flow period (i.e. when stream discharges is fed by the only groundwater) allowed the evaluation of the discharges in several river sections and highlighted no other major source of groundwater downstream of the Mulino delle Vene springs. The climate is typical of the northern Apennines, with dry summers and rainy springs and autumn. Mean annual rainfall is 845 mm, with a monthly maximum of 140 mm in November and a minimum of 30 mm in July (period 2004-2014). Mean annual temperature is 12°C , ranging between a maximum of 24.5°C in July and a minimum of 1.9°C in January (period 2004-2014). Rainfall and temperature records are available from 11 meteorological gauges (4 inside and 7 outside the catchment) and snow was not considered.

3 METHODS

Firstly, monitoring data (rainfall and temperature from gauge stations and the monitored discharge) were processed in order to obtain the input (i.e. rainfall and monthly evapotranspiration) to the HEC-HMS model. Secondly, the conceptual model of the catchment was developed and tested.

3.1 Modelling

The HEC-HMS software (*Hydrologic Modelling System*, 2000) has been selected due to its free accessibility and to its potentiality in continuous simulations. The program consists of a rainfall-runoff model that converts precipitation to surface and subsurface flow, conceptually symbolising the hydrogeological behaviour of the catchment. HEC-HMS applies and combines different models representing each component of the runoff process. Moreover, the software allows both distributed and lumped models. A distributed model takes into account of the spatial variations of parameters and hydrological processes, while a lumped model considers the river basin in a global context, and spatial variations are averaged or ignored. Thus, distributed model requires more data than lumped model. The purposes of the study as well as the available data have conditioned the selection of a lumped continuous simulation model.

The first phase in the application of the HEC-HMS program consists in the definition of the basin model which represents the physical watershed (*Scharffenberg*, 2015). In particular, the catchment was divided in two sectors, the recharge area of the Mulino delle Vene springs (5.5 km^2 ; *Cervi et al.*, 2014) and a sub-basin (141.5 km^2). A source point with known flow conceptualized the springs, so their recharge area was not considered in the hydrological study. In fact, it is assumed that all the recharge on the springs recharge area contributes to the springs discharge, which is monitored on a continuous basis. Moreover, two reaches were defined; the first was about 22517 m and the second 3165 m. The former stands for the mountainous part of the stream, starting at the Mulino delle Vene springs. The latter represents the part of the stream on the alluvial fan, with a constant loss ($0.02 \text{ m}^3/\text{s}$) assessed by the aforementioned tracer tests during the 2015 low flow period and assumed constant throughout all the year. To model the hydrogeological process in the sub-basin, it was necessary to establish the numerical methods and the related parameters. In particular, the "Simple Canopy method" was selected to reproduce interception and the "Simple Surface method" for the water that may accumulate in surface depressional storage. Furthermore, the "Soil Moisture Accounting method" was chosen as loss method and the "Recession baseflow method" to simulate subsurface flow to the stream. Initial parameters were set to values as reported in literature (*Nathan & McMahon*, 1990; *Montosi*, 2012) and then calibrated. Finally, the "Muskingum-Cunge method" was selected as routing method and its

parameters were measured from the map of the watershed and by field surveying (stream length, stream slope and stream mean section shape) or taken from literature (Manning's roughness coefficient; *Engman*, 1986). Weather hourly data used in the meteorological model were processed with the Inverse Distance Weight method (IDW; *Tung*, 1983) starting from data of 11 meteorological stations. Moreover, the monthly evapotranspiration was evaluated by means of the Thornthwaite formula (*Thornthwaite*, 1946) and the "Monthly Average method" was selected for evapotranspiration simulation. The stream and the springs discharges data conditioned the selection of the simulation time. In particular, the springs monitoring started on March 2013 and the Ca' de Caroli station was out of work since April 2014. Therefore, the simulation time interval was set to 15 minutes, starting the 14th March 2013 at 01:00 AM and stopping the 30th April 2014 at 11:45 PM.

Finally, although the HEC-HMS program carries out an automatic calibration procedure, also a manual process was applied. Therefore, the model output was compared to the daily stream discharge observed at the hydro-meteorological station of Ca' de Caroli and parameters were changed manually minimizing the Nash-Sutcliffe Efficiency NSE (*Nash & Sutcliffe*, 1970) of the simulation output.

4 RESULTS AND DISCUSSION

Model parameters were calibrated by means of a trial and error procedure reproducing the daily discharge observed at the Ca' de Caroli weather station (Fig.1(b)). The maximum NSE coefficient was assessed in 0.5; this value can be judged satisfactory for a calibration procedure (*Moriasi et al.*, 2007). The model responds correctly to observed rainfall but the simulation fails to reproduce observed discharge peaks. In particular, during the low flow period (September and October 2013) an increase of discharge during the main rainfall events is not observed, whereas the model simulates an increase of discharge for every rainfall. Otherwise, during the wet period, the observed discharge rises rapidly at every event, while the model does not simulate such an increase. As the model includes a large number of parameters to be calibrated, a basic conceptual model was initially built. The heterogeneity of the hydrogeological system could have been taken into account with a more sophisticated model, for example by a more accurate conceptualization of the basin or by a distributed model. These modelling strategies could bring to a possible improvement of the simulation but the significant increase of the number of parameters would make the model impossible to be calibrated with the present dataset. Moreover, a longer data series could have allowed a better calibration and a validation, permitting simulation in a more representative period of the discharge period.

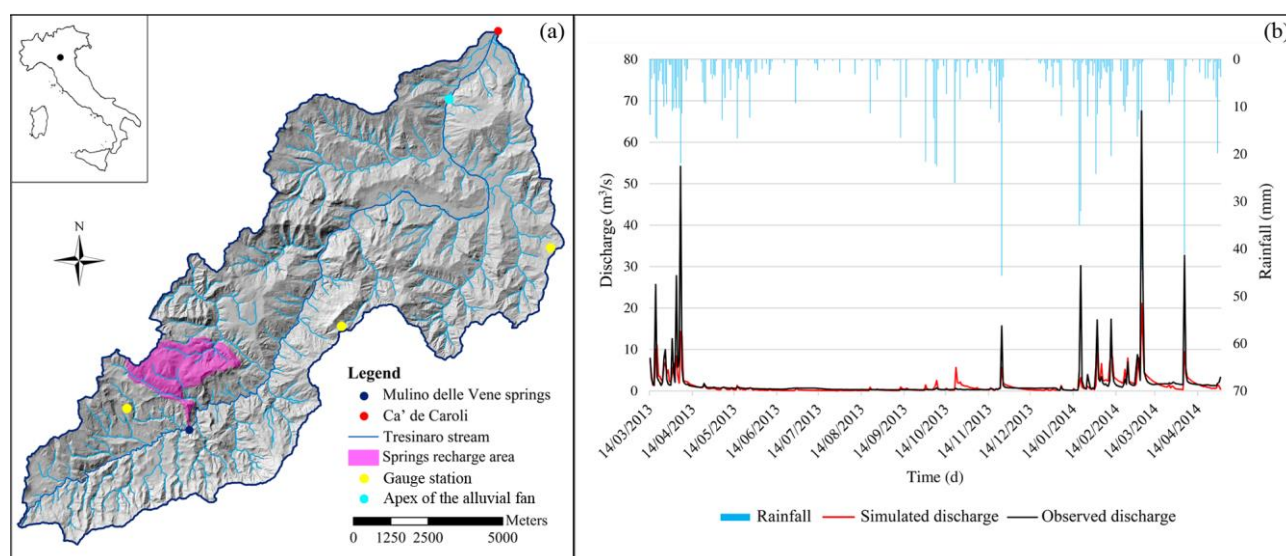


Figure 1. (a) Location map of the Tresinaro stream catchment. (b) Observed and simulated discharges at the Ca' de Caroli hydro-meteorological station along with the daily rainfall processed with the IDW method in the period between the 14th March 2013 and the 30th April 2014.

5 CONCLUSIONS

In this work a preliminary hydrogeological model of the Tresinaro catchment was built with the HEC-HMS program. Monitoring data allowed a preliminary simulation on a short time period, which will be extended in further studies. Preliminary comparative results of the observed and the simulated stream discharges were quite satisfactory, with a NSE about 0.5. The short calibration period and the high complexity of the system did not allow a better calibration. Monitoring and surveys activities will continue in order to better understand surface and sub-surface water relationship. Further studies will adopt distributed models, trying to reproduce the hydrogeological processes more accurately and at a local scale.

REFERENCES

- Ala-aho, P., Rossi, P. M., Isokangas, E. & Kløve, B. Fully integrated surface–subsurface flow modelling of groundwater–lake interaction in an esker aquifer: Model verification with stable isotopes and airborne thermal imaging, *Journal of Hydrology*, 2015, 522, 391-406.
- Camporese, M., Paniconi, C., Putti, M. & Orlandini, S. Surface-subsurface flow modeling with path-based runoff routing, boundary condition-based coupling, and assimilation of multisource observation data, *Water resources research*, 2010, 46, pp. 22.
- Cervi, F., Marcaccio, M., Petronici, F. & Borgatti, L. Hydrogeological characterization of peculiar Apenninic springs. Evolving water resources systems: understanding, predicting and managing water-society interactions, *IAHS Publication 364, Proceedings of ICWRS 2014*, Bologna, Italy, 2014, 333-338.
- Candela, L., Tamoh, K., Olivares, G. & Gomez, M. Modelling impacts of climate change on water resources in ungauged and data-scarce watersheds. Application to the Siurana catchment (NE Spain), *Science of the Total Environment*, 2012, 440, 253-260.
- Chu, X. & Steinman, A. Event and continuous hydrologic modeling with HEC-HMS, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 2009, 135(1), 119-124.
- Engman, E.T. Roughness coefficients for routing surface runoff, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 1986, 112(1), 39-53.
- Foster, S.B. & Allen, D.M. Groundwater-surface water interactions in a mountain to coast watershed: effects of climate change and human stressors, *Advances in Meteorology*, 2015, pp. 22.
- Garcia, A., Sainz, A., Revilla, J.A., Alvarez, C., Juanes, J.A. & Puente, A. Surface water resources assessment in scarcely gauged basins in the north of Spain, *Journal of Hydrology*, 2008, 356, 312-326.
- Goderniaux, P., Brouyère, S., Fowler, H.J., Blenkinsop, S., Therrien, R., Orban, P. & Dassargues, A. Large scale surface-subsurface hydrological model to assess climate change impacts on groundwater reserves, *Journal of Hydrology*, 2009, 373, 122-138.
- Hydrologic Modelling System HEC-HMS. Technical Reference Manual. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC), Davis, CA. ed. Arlen D. Feldman, 2000, pp. 158.
- Levison, J., Larocque, M. & Ouellet, M.A. Modelling low-flow bedrock springs providing ecological habitats with climate change scenarios, *Journal of Hydrology*, 2014, 515, 16-28.
- Montosi, E. Variabilità spaziale dei parametri di modelli afflussi-deflussi, Ph.D. dissertation, University of Bologna, 2012.
- Moriasi, D.N., Arnold, J.G., Van Liew, M.W., Bingner, R.L., Harmel, R.D. & Veith, T.L. Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulation, *American Society of Agricultural and Biological Engineers*, 2007, 50(3), 885-900.
- Nash, J.E. & Sutcliffe, J.V. River flow forecasting through conceptual models: Part 1. A discussion of principles, *Journal of Hydrology*, 1970, 10(3), 282-290.
- Nathan, R.J. & McMahon, T.A. Evaluation of Automated Techniques for Base Flow and Recession Analyses, *Water Resources Research*, 1990, 26(7), 1465-1473.
- Kim, N.W., Chung, I.M., Won, Y.S. & Arnold, J.G. Development and application of the integrated SWAT-MODFLOW model, *Journal of Hydrology*, 2008, 356, 1-16.
- Knebl, M.R., Yang, Z.L., Hutchison, K. & Maidment, D.R. Regional scale flood modeling using NEXRAD rainfall, GIS, and HEC-HMS/RAS: a case study for the San Antonio River basin summer 2002 storm event, *Journal of Environmental Management*, 2005, 75, 325-336.
- Scharffenberg, W. Hydrologic Modelling System HEC-HMS. User's Manual. U.S. Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources - Hydrologic Engineering Center (CEIWR-HEC), Davis, CA, 2015, pp. 600.
- Sultana, Z. & Coulibaly, P. Distributed modelling of future changes in hydrological processes of Spencer Creek watershed, *Hydrological Processes*, 2011, 25, 1254-1270.
- Thornthwaite, C.W. An approach toward a rational classification of climate, *Trans. Am. Geophys. Union*, 1946, 27(1).
- Trudel, M., Leconte, R. & Paniconi, C. Analysis of the hydrological response of a distributed physically-based model using post-assimilation (EnKF) diagnostics of streamflow and in situ soil moisture observations, *Journal of Hydrology*, 2014, 514, 192-201.
- Tung, Y.K. Point rainfall estimation for a mountainous region, *Journal of Hydraulic Engineering*, 1983, 109(10), 1386-1393.
- Voeckler, H.M., Allen, D.M. & Alila, Y. Modeling coupled surface water - Groundwater processes in a small mountainous headwater catchment, *Journal of Hydrology*, 2014, 517, 1089-1106.

MODELLO NUMERICO DEL COMPORTAMENTO IDROLOGICO DEL LAGO DI MONATE (VA)

Giulia Tomesani ¹, Irene Soligno ², Attilio Castellarin ¹, Alberto Montanari ¹,
Federico Cervi ¹, Giovanni Carnesecchi ³ & Andrea Colombo ³

(1) Dip. di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM) dell'Università di Bologna; (2) Dip. di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture (DIATI) del Politecnico di Torino; (3) Comune di Travedona-Monate (VA)

ASPETTI CHIAVE

- Viene proposto un modello numerico concettuale del comportamento idrologico del bacino del Lago di Monate
- La calibrazione del modello proposto è stata condotta sfruttando simultaneamente sia le osservazioni di livello idrometrico del lago che misure freaticmetriche
- Il modello proposto permette di valutare il bilancio idrologico del lago a scala annuale restituendo risultati in linea con quanto riportato in letteratura

1 AREA DI INDAGINE ED OBIETTIVO DELLO STUDIO

Il lago di Monate si trova in Provincia di Varese e bagna i comuni di Cadrezzate, Comabbio, Osmate e Travedona-Monate. La superficie dello specchio d'acqua è di circa 2.58 km², mentre le profondità massima e media sono rispettivamente 34 e 18 m. Lo sviluppo della costa ammonta a 7.75 km, mentre la quota media dello specchio d'acqua è 266 m s.l.m. (v. Figura 1). Formatosi in epoca glaciale (quaternario artico-ghiacciaio Verbano), il lago di Monate è circondato da colline moreniche con quote massime che si attestano tra i 300 ed i 370 m s.l.m. Il lago è parte integrante del sistema di bacini lacuali composto dal lago di Comabbio a meridione, quello di Varese a levante e del lago Maggiore a ponente, nonché della bassa pianura delle torbiere della Brabbia, di Inarzo e di Cazzago. Il Lago non ha immissari, essendo prevalentemente alimentato di acque di origine sorgiva, ed ha un solo emissario, il Torrente Acquanegra, che si origina dalle sponde del lago presso Travedona-Monate e sfocia nel Lago Maggiore.

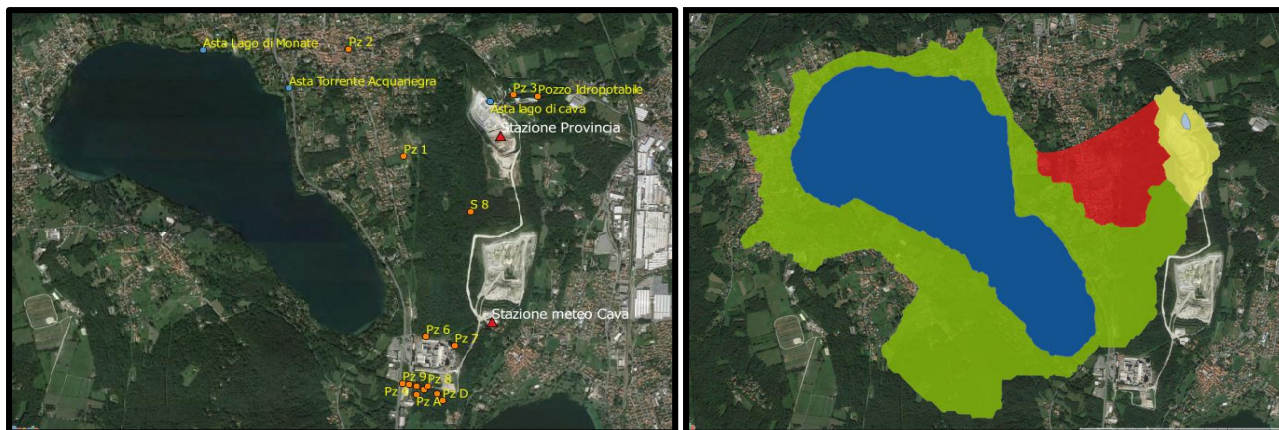


Figura 1. Area di studio: (sx) rete di monitoraggio meteo-climatico ed idrologico (idrometri in blu; piezometri in arancione; stazioni meteo in rosso); (dx) Lago di Monate (blu, 2.58 km²) e relativi bacini imbriferi superficiale (verde, 3.25 km²) e complessivo (verde e rosso, 3.83 km²); bacino imbrifero superficiale del laghetto di cava della Cava Faraona (giallo, 0.28 km²).

Il Lago di Monate costituisce un'emergenza ambientale di inestimabile valore per la purezza delle acque, l'eccellente stato delle sponde e la posizione strategica per il turismo, per la pesca e per le coltivazioni agricole. Infatti, la conformazione delle sue rive e la loro prevalente privatizzazione ha contribuito ad evitare che il lago di Monate fosse accerchiato da insediamenti industriali e dal turismo di massa, preservandone così la qualità delle acque. Grazie anche ad una ordinanza, in forza alla quale è vietata la navigazione a motore, il lago è tuttora uno dei pochissimi bacini prealpini di origine glaciale balneabile su tutta la superficie. Per tutte le unicità di cui sopra l'idrologia del Lago di Monate costituisce motivo di notevole interesse, anche scientifico, come testimoniano pubblicazioni pregresse di notevole valore.

Un elemento geologico essenziale per il bacino imbrifero del Lago di Monate è la presenza di un

substrato roccioso prevalentemente impermeabile, di età terziaria, che è disposto a strati inclinati verso O, ovvero verso il lago. Detto substrato è ricoperto da una coltre morenica di origine quaternaria, sede di acquiferi superficiali che alimentano il lago stesso (*Barnaba*, 1987). Una menzione particolare merita l'importante affioramento dei Calcari Nummulitici dell'Eocene, che fanno quindi parte del substrato prevalentemente impermeabile di origine terziaria, che è costituito da oltre 50 metri di calcari, brecciole e marne, regolarmente stratificati. Detta formazione è oggetto di coltivazione in cave aperte lungo il crinale di Santa Maria, presso Cava Santa Maria e Cava Faraona. La coltivazione ha esteso il proprio campo di azione progressivamente nel tempo, ed è attualmente oggetto di un ampliamento (concessionaria la Holcim Italia S.p.A.) che ha motivato il presente studio. Infatti, essendo la formazione di cui sopra interessata da attività estrattive, risulta particolarmente significativo stimare se le attività stesse possano interferire con sistemi acquiferi di particolare importanza. Allo scopo, è in atto un'approfondita campagna di monitoraggio ambientale pluriennale, curata proprio da Holcim Italia S.p.A., in base alla quale vengono raccolti dall'ottobre 2013, tra gli altri, dati meteo climatici, idrologici ed idraulici ad elevata risoluzione temporale.

L'obiettivo del presente studio è quello di approfondire il tema del bilancio idrologico del bacino del Lago di Monate e, in particolare, di proporre un possibile schema concettuale per la modellizzazione del comportamento idrologico del bacino del Lago di Monate che sia caratterizzato da una buona efficienza ed una elevata robustezza (ad es. limitato numero di parametri). L'esigenza di approfondire la comprensione del comportamento idrologico ed idrogeologico del bacino del Lago di Monate è legata alle possibili ripercussioni idrologiche dell'attività estrattiva in atto che, modificando anche sensibilmente la morfologia dei versanti nella zona di cava, potrebbe creare interferenze significative con la ricarica degli acquiferi superficiali della coltre morenica che alimentano il Lago di Monate.

2 INFORMAZIONE UTILIZZATA

I dati meteo-climatici ed idrologici utilizzati nel presente studio coprono il periodo compreso tra il 1 ottobre 2013 ed il 13 ottobre 2015 e contemplano numerose variabili registrate a diverse risoluzioni temporali. In particolare, sono stati utilizzati dati di precipitazione oraria registrati alle stazioni meteo di Holcim S.p.A., presso Cava Santa Marta, e ARPA Prov. VA; dati di temperatura, umidità relativa e pressione atmosferica orari, registrati sempre dalla stazione meteo di Holcim S.p.A.; dati giornalieri di radiazione solare totale e velocità media del vento, registrati per mezzo del radiometro installato presso la stazione evaporimetrica di ARPA Provincia di Varese; dati di livello idrometrico raccolti in continuo a passo temporale orario in corrispondenza di due distinti punti di misura e letture mensili del livello idrometrico, dati orari di livello piezometrico in corrispondenza di numerosi piezometri (v. Figura 1, sx). Dalle serie originali sono state ricavate le serie a passo giornaliero di precipitazione, livello idrometrico del lago e, sulla base delle informazioni meteorologiche ricondotte a passo giornaliero, si sono stimate le serie di evaporazione giornaliera dalla superficie lacustre e di evapotraspirazione potenziale del bacino imbrifero complessivo del Lago di Monate mediante l'equazione di Penman-Monteith (*Allen et al.*, 1998).

Inoltre, sulla base delle rilevazioni ai piezometri è stato possibile perfezionare l'identificazione dello spartiacque sotterraneo nord-orientale del bacino imbrifero complessivo del Lago di Monate che, come già sottolineato in studi precedenti (*Barnaba*, 1987), non coincide con lo spartiacque topografico del bacino superficiale (v. Figura 1, dx). La ricostruzione delle freatimetrie mensili nell'area di interesse mostra come la isofreatica corrispondente alla quota media del Lago di Monate abbia una limitata variabilità temporale e sia localizzata tra i piezometri Pz1 e Pz2, con andamento prevalente SO-NE. Perimetrando l'area caratterizzata quote piezometriche superiori al livello medio del lago è stata delineata la porzione sotterranea del bacino imbrifero del Lago di Monate esterna al bacino superficiale (c.d. area rossa in Figura 1, dx). Le acque di origine meteorica che si infiltrano in tale porzione alimentano il lago, mentre quelle che defluiscono superficialmente vengono drenate direttamente dall'emissario Acquanegra.

3 MODELLO NUMERICO PROPOSTO: CALIBRAZIONE, VALIDAZIONE E DISCUSSIONE DEI RISULTATI

La simulazione della trasformazione afflussi-deflussi per il bacino imbrifero del Lago di Monate si è adottato il classico schema concettuale di HyMOD a cinque parametri (*Boyle*, 2000). Esso suppone che la capacità di ritenzione idrica del terreno sia variabile all'interno del bacino idrografico di interesse e ne

descrive la variabilità sul bacino attraverso una distribuzione di Pareto (v. *Moore*, 1985). Il modello HyMOD simula sia una componente rapida del deflusso, interpretabile come componente superficiale, che una lenta, che rappresenta invece i deflussi sub-superficiali. Nella presente trattazione lo schema di HyMOD a 5 parametri è stato utilizzato per rappresentare gli apporti idrici al Lago di Monate dell'intero bacino imbrifero superficiale (area verde in Figura 1, dx), simulandoli come somma delle due componenti rapida e lenta del deflusso; per la porzione sotterranea del bacino esterna allo spartiacque topografico (area rossa in Figura 1, dx) si è assunto invece che solo la componente lenta del deflusso raggiunga il lago (v. Figura 2).

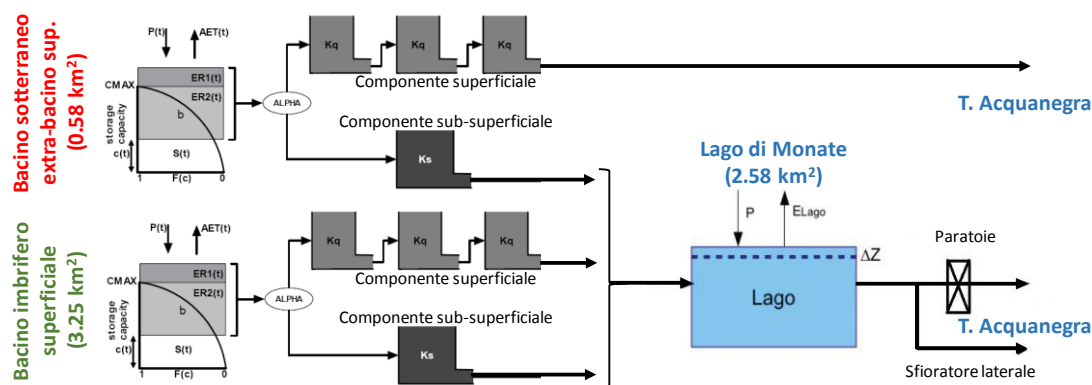


Figura 2. Schema del modello numerico concettuale proposto nello studio, sono visibili i due blocchi del modello idrologico HyMOD a cinque parametri (c.d. CMAX, b, ALPHA, Kq, Ks) utilizzati per simulare la trasformazione afflussi-deflussi nel bacino imbrifero superficiale ed in quello sotterraneo esterno allo spartiacque topografico (v. anche Figura 1 dx, aree campite in verde ed in rosso), oltre al blocco concettuale schematizzante il vero e proprio Lago di Monate.

Il complesso degli apporti idrici superficiali e sotterranei al Lago di Monate, simulati da HyMOD, viene successivamente utilizzato al fine di simulare a passo giornaliero le variazioni della quota assoluta del livello del lago e la portata interessante l'incile dell'emissario Acquanegra; la prima è stata valutata in base all'afflusso meteorico diretto ed all'evaporazione dalla superficie lacustre, la seconda attraverso la scala di deflusso costruita per la sezione d'incile, tenendo conto dei periodi di pulizia del letto del torrente, durante i quali vengono completamente chiuse le due paratoie piane poste nella sezione di incile, come anche dell'eventualità che lo scarico di troppo pieno del sistema di paratoie entri in funzione (v. Figura 2).

Disponendo di dati pluvio-idrometrici su di un periodo complessivo di circa due anni si sono utilizzati i dati raccolti nel primo anno di monitoraggio per la fase di calibrazione del modello ed i restanti in quella di validazione. I cinque parametri del modello HyMOD sono stati calibrati due volte tramite un algoritmo genetico (*Sivanandam & Deepa*, 2007; *Scrucca*, 2013) seguendo due distinte strategie di ottimizzazione. La prima ha massimizzato l'efficienza di *Nash & Sutcliffe* dei livelli medi giornalieri del Lago di Monate simulati dal modello, mentre la seconda ha massimizzato il prodotto tra l'efficienza di *Nash & Sutcliffe* precedentemente definita ed il coefficiente di correlazione per ranghi di *Spearman* tra le serie giornaliere di deflusso sub-superficiale simulato dal modello e la media delle letture piezometriche ai piezometri Pz1 e S8, entrambi situati in zone di contribuzione al deflusso sotterraneo (v. Figura 1).

I due modelli caratterizzati dai set di parametri così identificati sono stati validati sulle base delle informazioni disponibili per il secondo anno di monitoraggio. In particolare, entrambe le validazioni hanno preso a riferimento come indice di prestazione l'efficienza di *Nash & Sutcliffe* della riproduzione delle osservazioni mensili dei livelli del Lago di Monate (più attendibili di quelli osservati a passo giornaliero nel periodo di validazione, v. Figura 3). Essa è risultata pari a 0.48 nel primo caso (modello calibrato sui livelli) e 0.63 nel secondo (modello calibrato sui livelli e sui dati piezometrici). I risultati delle validazioni indicano che il modello più efficace in modalità predittiva è quello calibrato tenendo conto della correlazione esistente tra i deflussi sotterranei simulati e i valori medi di altezza idrometrica osservati nei piezometri Pz1 e S8. Considerare l'informazione derivante dalle misure piezometriche in fase di calibrazione dello schema concettuale proposto permette pertanto di migliorare decisamente le prestazioni del modello anche relativamente alla sola riproduzione dei livelli idrometrici del Lago di Monate.

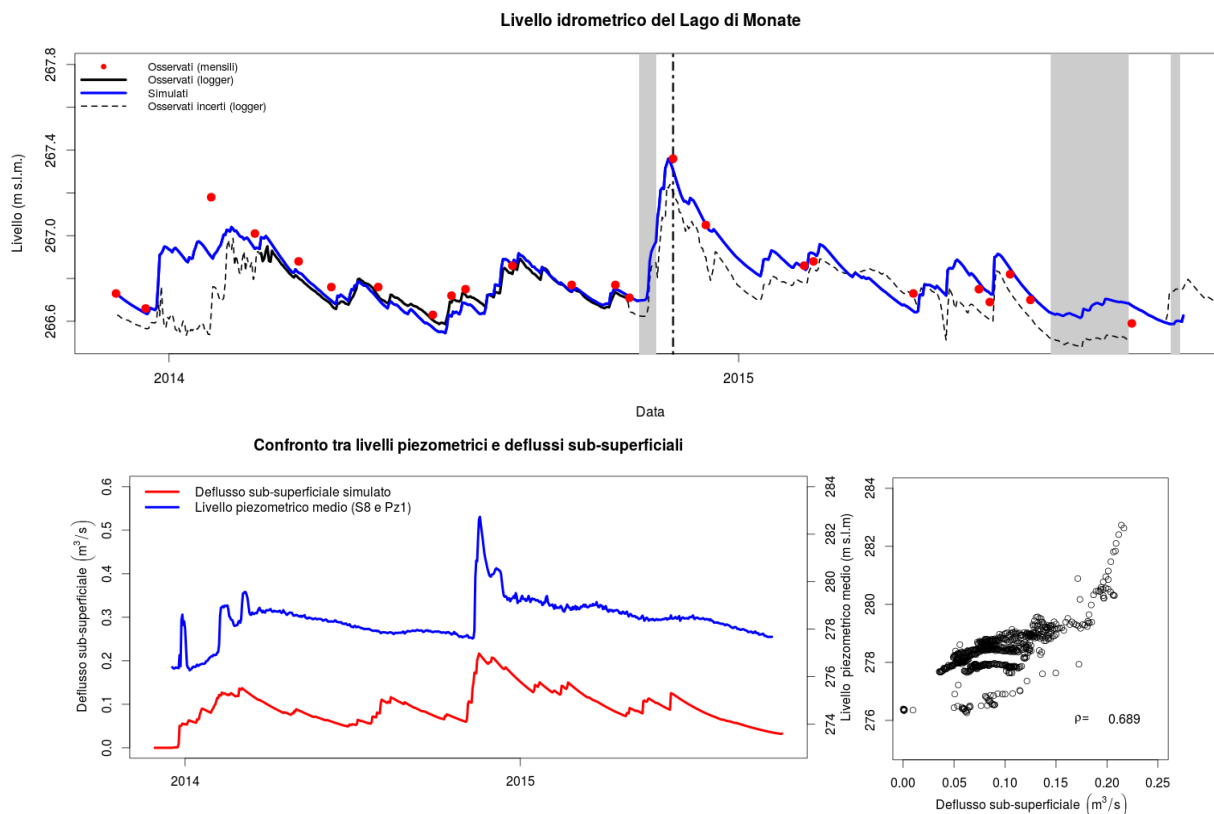


Figura 3. Risultati delle simulazioni: (in alto) livelli idrometrici giornalieri del Lago di Monate osservati in continuo (linea nera, i valori usati in calibrazione sono in tratto grosso, in tratteggio i valori anomali) e a passo mensile (punti rossi), livelli simulati dal modello (linea blu), sono evidenziati i periodi di chiusura delle paratoie (aree campite in grigio) e la separazione tra periodo di calibrazione e validazione (linea nera verticale tratto-punto); (in basso) serie giornaliera dei livelli piezometrici medi osservati (tratto blu) e deflusso sub-superficiale simulato (tratto rosso) e diagramma di dispersione (ρ indica il coeff. di corr. di Spearman)

Utilizzando il modello sviluppato, calibrato e validato nel presente studio si è simulato il comportamento idrologico del Lago di Monate sull'intero periodo coperto dalle osservazioni pluvio-idrometriche (v. Figura 3, in alto). Le conseguenti valutazioni relative al bilancio idrologico del lago a scala annuale sono riportate in sintesi in Tabella 1 ed appaiono in linea con le indicazioni di letteratura.

Periodo	P (mm)	E (mm)	ETP (mm)	ETE (mm)	q (m³/s)
Dal 1/12/2013 al 30/11/2014	2'594	914	710	603	0.22
Dal 1/12/2014 al 13/10/2015	1'205	876	650	495	0.14

Tabella 1. Bilancio idrologico del Lago di Monate: valori cumulati sui rispettivi periodi di riferimento di precipitazione osservata (P) e evaporazione da lago (E), evapotraspirazione potenziale (ETP) ed effettiva (ETE) stimate, o simulate dal modello; deflusso medio all'emissario (q) simulato dal modello. Si sottolinea come Barnaba (1987) quantificasse il deflusso medio in 0.46, 0.11 e 0.24 m³/s per anni a piovosità scarsa (c.d. 1089 mm/anno), media (c.d. 1520 mm/anno) e abbondante (c.d. 2146 mm/a), in quest'ordine.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Allen, R.G., Pereira, L.S., Raes, D. & Smith, M.. Crop evapotranspiration: Guidelines for computing crop water requirements, Irrig. and Drain. Paper No. 56, United Nations Food and Agriculture Organization, 1998.
- Barnaba, P.F., Studio idrogeologico e ambientale del bacino del Lago di Monate (Varese), 1987.
- Boyle, D.P. Multicriteria calibration of hydrological models, Ph.D. dissertation, Dep. of Hydrol. and Water Resour., Univ of Arizona, Tucson, 2000.
- Moore, R.J. The probability-distributed principle and runoff production at point and basin scale, Hydrol. Sci. J., 30(2), 273-297, 1985.
- Scrucca, L. GA: A Package for Genetic Algorithms in R, Journal of Statistical Software, 53(4), 2013.
- Sivanandam S.N. & Deepa, S.N. Introduction to Genetic Algorithms. Springer-Verlag, Berlin. 2007.

DISTRIBUZIONE DELLE MASSIME PRECIPITAZIONI GIORNALIERE IN SARDEGNA: CONFRONTO TRA APPROCCIO REGIONALE E GEOSTATISTICO

Roberto Deidda¹, Matteo Hellies¹ & Andreas Langousis²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambiente ed Architettura, Università degli Studi di Cagliari;

(2) Department of Civil Engineering, University of Patras, Patras, Greece.

ASPETTI CHIAVE

- Aggiornamento delle distribuzioni dei massimi annui di precipitazione giornaliera in Sardegna
- L'approccio geostatistico boundaryless si è dimostrato più accurato dell'approccio basato su regioni omogenee.
- La distribuzione spaziale dei parametri GEV è fornita tramite una interpolazione kriging per dati incerti.

1 PREMESSA

Questo lavoro nasce dall'esigenza di aggiornare le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica attualmente in uso nella Regione Sardegna (Deidda & Piga, 1998; Deidda et al., 2000) e basate sulla distribuzione Two Component Extreme Value (TCEV, Rossi et al., 1984), i cui parametri sono stati assunti costanti in tre regioni omogenee e stimati sulle serie di precipitazione osservata sino al 1980.

Lo studio presentato in questa memoria, oltre ad utilizzare le serie di precipitazione osservate sino al 2008, ricerca la distribuzione più adeguata a rappresentare le precipitazioni massime annue osservate in Sardegna ed esplora la possibilità di rappresentare senza soluzione di continuità la distribuzione della precipitazione nei diversi punti del territorio in esame. La distribuzione più adatta viene ricercata analizzando criticamente indicatori e descrittori statistici, mentre il secondo obiettivo viene perseguito confrontando attraverso tecniche di cross-validazione l'approccio classico di suddivisione in ampie regioni omogenee, in cui ipotizzare una unica curva di crescita, con un approccio geostatistico boundaryless, in cui i parametri della distribuzione adottata sono interpolati spazialmente con un kriging per dati incerti.

2 AREA DI STUDIO E BASE DATI

L'area di studio è la Regione Sardegna, è interessata da un clima di tipo mediterraneo ed è caratterizzata da una orografia abbastanza complessa. E' importante osservare la presenza di una catena montuosa nella parte orientale, che si estende da Nord a Sud con un picco di 1834 m, e di una catena montuosa minore situata nella parte Sud-occidentale. In entrambe queste aree si osservano delle precipitazioni estreme di maggiore intensità, dovute alla interazione fra le perturbazioni cicloniche e queste barriere orografiche che talvolta provocano delle persistenze dei fenomeni precipitativi. Come sarà evidente dai risultati, in queste aree le distribuzioni probabilistiche delle precipitazioni presentano una maggiore asimmetria e dei valori estremi più marcati. La base dati è composta da 256 serie storiche di precipitazione giornaliera osservate dal 1920 al 2008, aventi almeno 30 anni completi di osservazioni, fornite dall'Agenzia Regionale del Distretto Idrografico della Sardegna. Tra queste 229 hanno almeno 50 anni completi di osservazioni. La distribuzione spaziale delle stazioni utilizzate è abbastanza omogenea nell'intero territorio regionale.

3 METODI

Tutte le analisi sono state condotte utilizzando il metodo della pioggia indice (Dalrymple, 1960), isolando quindi le eterogeneità spaziali facilmente riconducibili alla variabilità delle medie. Le caratterizzazioni statistiche ed i confronti fra l'approccio regionale e quello geostatistico sono stati condotti pertanto sulla variabile ridotta (adimensionale) $y = x/m$, dove x rappresenta la variabile osservata ed m la pioggia-indice nella medesima località. Per entrambi gli approcci si è quindi utilizzata una distribuzione spaziale della pioggia indice determinata con un kriging per dati incerti (richiamato al successivo paragrafo 3.2).

Come potenziale candidata a rappresentare la distribuzione delle precipitazioni giornaliere in Sardegna, oltre alla già richiamata distribuzione TCEV, si è presa in considerazione anche la distribuzione GEV:

$$F(x) = \exp \left\{ - \left[1 + \kappa \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]^{-1/\kappa} \right\} \quad (1)$$

dove κ , σ e μ sono rispettivamente i parametri di forma, di scala e di posizione. Ovviamente per $\kappa = 0$ la GEV degenera in una distribuzione Gumbel. Quando si analizzano le variabili ridotte y , la forma funzionale non cambia: il parametro di forma κ resta invariato, mentre i parametri adimensionali di scala e posizione diventano rispettivamente $\sigma^* = \sigma/m$ e $\mu^* = \mu/m$. Nel seguito le stime dei parametri sono state effettuate con il metodo dei momenti pesati in probabilità (Probability Weighted Moments, PWM, *Hosking & Wallis, 1997*).

3.1 Approccio regionale

La suddivisione dell'area di studio in regioni omogenee è stata effettuata tramite una analisi cluster gerarchica basata sul metodo di Ward (che minimizza la varianza totale della o delle metriche considerate), con il vincolo che ad ogni iterazione si potessero aggregare solo cluster contigui (in base ad una triangolazione di Delaunay dei siti stazione). L'analisi cluster è stata applicata sia considerando la metrica L-CV calcolata sulle serie di ciascun sito, che una combinazione opportunamente pesata fra L-CV e ed L-Skewness (per le definizioni degli L-moment si veda *Hosking, 1990, Hosking & Wallis, 1997*).

Per ciascuna potenziale regione omogenea così determinata, la verifica dell'ipotesi che le serie delle variabili ridotte y osservate nei siti ivi ricompresi possano essere realizzazioni aleatorie di una stessa distribuzione probabilistica è stata condotta attraverso i test descritti in *Hosking & Wallis (1997)*. In particolare sono state utilizzate le seguenti misure di eterogeneità:

$$H = \frac{V - \mu_V}{\sigma_V} \quad H_2 = \frac{V_2 - \mu_{V_2}}{\sigma_{V_2}} \quad H_3 = \frac{V_3 - \mu_{V_3}}{\sigma_{V_3}} \quad (2)$$

dove V è la dispersione campionaria delle metriche L-CV tra i diversi siti della regione considerata, mentre μ_V e σ_V rappresentano la media e la varianza attese per la stessa metrica V . Le stime di μ_V e σ_V sono state ottenute tramite una procedura di tipo Monte Carlo, generando con una distribuzione Kappa (i cui parametri sono stati determinati con metodo PWM utilizzando gli L-moment regionali) 10000 serie temporali sintetiche in ciascun sito, di lunghezza pari a quelle osservate. *Hosking & Wallis (1997)* suggeriscono di considerare la regione esaminata come sicuramente omogenea quando $H \leq 1$ e sicuramente eterogenea quando $H > 2$, e lasciano una fascia di incertezza per $1 \leq H \leq 2$. In questo studio si è considerata la metrica H distribuita secondo una Normale standard (essendo V equiparabile ad una misura normalizzata di errore), accettando quindi una regione come omogenea, con livello di significatività del 5%, se $H \leq 1.64$. Test analoghi sono stati effettuati su H_2 e H_3 , che misurano rispettivamente la dispersione congiunta di L-CV ed L-Skewness nel primo caso e quella di L-Skewness ed L-Kurtosis nel secondo caso.

3.2 Approccio geostatistico

Come sarà evidente dall'analisi dei risultati, la scelta della distribuzione da adottare è caduta sul modello GEV. I parametri di detto modello sono stati interpolati su un grigliato spaziale regolare di passo 1 km utilizzando un kriging per dati incerti (KUD) (*Mazzetti & Todini, 2009*), che tiene conto delle varianze degli errori di stima nelle misure da interpolare. Queste ultime sono state determinate con tecnica Monte Carlo, generando per ogni sito, con una distribuzione GEV con parametri stimati localmente, dei campioni sintetici della stessa lunghezza di quelli osservati. Mentre il kriging ordinario riproduce esattamente le misure nei punti di osservazione, il KUD di fatto esegue un allisciamento della superficie interpolante, coerentemente alla varianza dello stimatore in ciascun punto di osservazione. Nello specifico si è prima proceduto alla interpolazione con il KUD del parametro di forma κ stimato localmente e successivamente si sono interpolate con il KUD delle nuove stime del parametro di scala adimensionale σ^* , vincolate al valore parametro di forma κ precedentemente interpolato nel punto di osservazione. In modo indipendente si è proceduto alla interpolazione, ancora con KUD, anche della media m assunta come variabile indice ed utilizzata anche per l'approccio regionale. Non si è proceduto alla interpolazione del parametro di posizione adimensionale μ^* , determinabile dalla relazione $\mu^* = 1 + \sigma^*/\kappa [1 - \Gamma(1 - \kappa)]$, ovvero $\mu^* = 1 - 0.57721566 \sigma^*$ nel caso Gumbel, dove Γ è la funzione Gamma.

4 RISULTATI

4.1 Modello regionale

Le verifiche di omogeneità richiamate al paragrafo 3.1 ed applicate alle ipotetiche regioni omogenee determinate con la cluster analysis sulla sola metrica L-CV o sulla metrica mista L-CV ed L-Skewness hanno indicato una verosimilmente omogeneità fermando il processo di aggregazione ad almeno 7/8 regioni distinte. Soltanto con successive operazioni manuali, quali spostamenti di alcuni siti da un cluster a quello adiacente ed operazioni di unione/divisione di cluster contigui, si è pervenuti alla suddivisione limite di 4 regioni omogenee rappresentate in Figura 1a. Nella Tabella 1 sono riportati, per ciascuna regione omogenea, il numero di stazioni, i valori degli L-moment ratios (L-CV, L-Skewness, L-Kurtosis), delle misure di eterogeneità H , H_2 , H_3 , ed il parametro h della distribuzione Kappa (secondo la notazione in *Hosking & Wallis (1997)*, pag. 202-204), che risulta essere sempre prossimo allo 0, indicando quindi che la distribuzione Kappa degenera nella distribuzione GEV. Oltre agli argomenti teorici (si veda ad es. *Coles, 2001*), ulteriore conferma sulla buona adattabilità della distribuzione GEV ai campioni osservati è fornita dal diagramma diagnostico degli L-moment ratios (*Hosking, 1990*) in Figura 1b, dove sono riportate le coppie dei momenti L-Skewness ed L-Kurtosis delle serie analizzate ed anche i corrispondenti valori regionali.

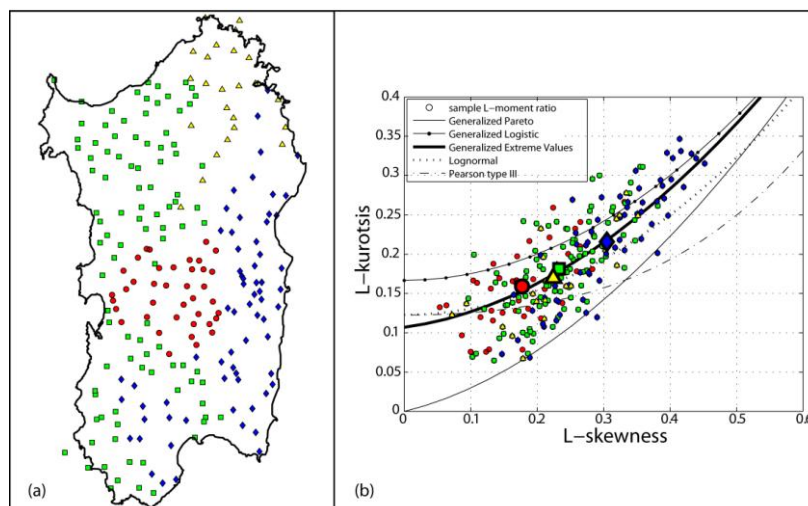


Figura 1. (a) Distribuzione spaziale delle 4 regioni omogenee. (b) Confronto fra le coppie (L-skewness, L-kurtosis) calcolate sui massimi annui di precipitazione giornaliera delle stazioni con almeno 50 anni completi di dati suddivise in base al cluster di attribuzione (simboli di colore diverso per ciascun cluster) e possibili coppie teoriche per alcune distribuzioni di largo uso in idrologia statistica, rappresentate con linee di diverso tratto. I simboli più grandi rappresentano i valori regionali per ciascun cluster.

Cluster	N° staz	t	t ₃	t ₄	H	H ₂	H ₃	h	κ	σ*	μ*
C1	39	0.18	0.18	0.16	1.32	0.86	0.75	-0.08	0.012	0.252	0.851
C2	99	0.20	0.23	0.18	-0.56	-0.28	0.24	-0.04	0.097	0.263	0.820
C3	67	0.29	0.30	0.22	0.30	0.72	0.20	0.04	0.201	0.334	0.726
C4	24	0.23	0.22	0.17	0.27	1.49	1.03	0.06	0.083	0.308	0.795

Tabella 1. Suddivisione in 4 regioni omogenee, per ogni cluster sono riportati: numero di stazioni, L-moment ratios, misure di eterogeneità H , H_2 , H_3 , il parametro h della distribuzione Kappa e i parametri della curva di crescita GEV.

4.2 MODELLO GEOSTATISTICO

Utilizzando anche tecniche di cross-validazione, sono state condotte delle indagini preliminari finalizzate ad ottimizzare le interpolazioni. I risultati più salienti sono: i) il kriging per dati incerti (KUD) ha dimostrato migliori prestazioni rispetto al kriging ordinario; ii) il numero ottimale di stazioni limitrofe da utilizzare per scrivere i sistemi di equazioni lineari del kriging è risultato in genere pari a 9; iii) il semi-variogramma più verosimile è quello esponenziale; iv) il miglior compromesso fra numerosità delle stazioni e lunghezza delle serie osservate è risultato essere utilizzare le 229 stazioni con almeno 50 anni completi di osservazioni per

l'interpolazione dei parametri κ e σ^* , e le 256 stazioni con almeno 30 anni completi di osservazioni per la pioggia-indice m , affetta da minore incertezza campionaria. La Figura 2 mostra la distribuzione spaziale dei parametri GEV interpolati e dei corrispondenti quantili della pioggia giornaliera con tempo di ritorno 200 anni, che mostrano chiaramente gli effetti delle interazioni con le barriere orografiche già richiamate.

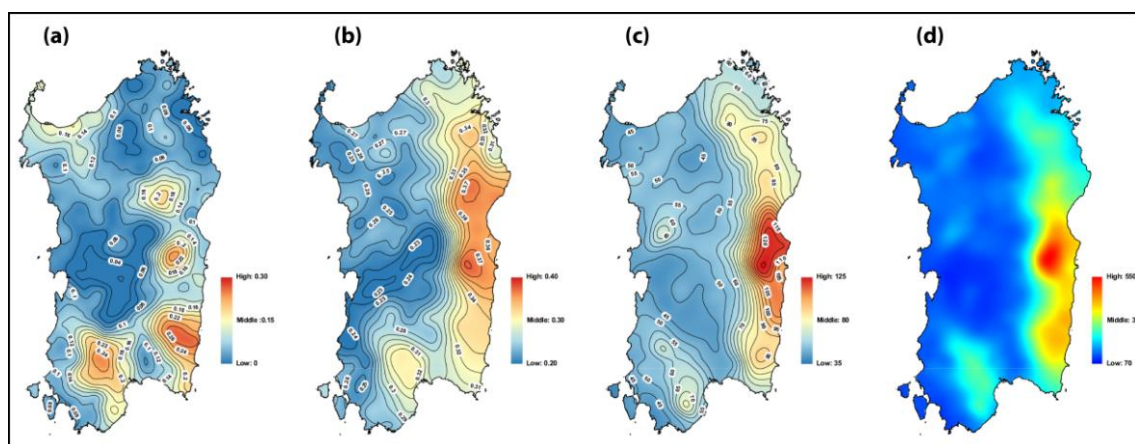


Figura 2. Rappresentazioni delle distribuzioni spaziali: (a) del parametro di forma della distribuzione GEV, κ ; (b) del parametro di scala adimensionale, σ^* ; (c) della pioggia-indice, m ; (d) dei quantili GEV di precipitazione giornaliera con tempo di ritorno 200 anni.

4.3 CONFRONTO TRA I VARI MODELLI

Attraverso la tecnica di cross validazione è stato eseguito un confronto tra il modello TCEV regionale (con le vecchie tre zone omogenee, ma con parametri aggiornati al 2008), il modello GEV regionale sulle quattro nuove regioni omogenee in Figura 1a ed il modello geostatistico. Per omogeneità di confronto, in tutti i casi si è utilizzata la medesima pioggia-indice. In Tabella 2 sono riportati, per ciascun modello, le medie, sulle 229 stazioni, di alcune metriche d'errore utilizzate: le metriche MAE(5) ed MAEr(5) forniscono l'errore medio assoluto e relativo dei quantili del modello in esame rispetto ai 5 più grandi valori osservati; le metriche di Anderson-Darling (A^2) e Kramér-von Mises (W^2) forniscono invece una misura complessiva dei discostamenti della distribuzione stimata rispetto a quella campionaria. I risultati della Tabella 2 indicano chiaramente il miglior adattamento del modello geostatistico (GEV kriging).

	MAE(5) [mm]	MAEr(5) [-]	A^2 [-]	W^2 [-]
GEV locale	10.496	0.070	0.315	0.047
TCEV-2008	17.346	0.119	1.065	0.154
GEV regionale	16.495	0.109	0.880	0.132
GEV kriging	15.351	0.103	0.688	0.105

Tabella 2. Confronti fra le prestazioni degli adattamenti locali e regionali con la distribuzione GEV, l'adattamento regionale con la distribuzione TCEV e l'adattamento kriging. Media delle metriche d'errore calcolate sulle 229 stazioni con almeno 50 anni di osservazioni. Per ciascun approccio è stata utilizzata la procedura di cross-validazione e la medesima pioggia-indice.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Coles, S. An Introduction to Statistical Modeling of Extreme Values, Springer, 2001.
- Dalrymple, T. Flood-frequency analyses, Manual of Hydrology: Part 3 Flood-Flow Techniques, Geological Survey Water-Supply Paper, 1960.
- Deidda, R. e Piga, E. Curve di possibilità pluviometrica basate sul modello TCEV, *Informazione*, **81**, 9-14, 1998.
- Deidda, R., Piga, E. e Sechi, G. Analisi regionale di frequenza delle precipitazioni intense in Sardegna, *L'Acqua*, **5**, 29-38, 2000.
- Hosking, J. L-moments: Analysis and estimation of distributions using linear combinations of order statistics, *J. R. Statist. Soc. B*, **52**, 105-124, 1990.
- Hosking, J. e Wallis, J. Regional Frequency Analysis, an approach based on L-moments., Cambridge University Press, 1997.
- Mazzetti, C. e Todini, E. Combining Weather Radar and Raingauge Data for Hydrologic Applications, *Flood Risk Management: Research and Practice Extended Abstracts Volume*, pp. 1345-1348, doi:10.1201/9780203883020.ch159, 2009.
- Rossi, F., Fiorentino, M. e Versace, P.: Two component extreme value distribution for flood frequency analysis, *Water Resources Research*, **20**, 847-856, 1984.

HYPERSTREAM: UN INNOVATIVO SCHEMA DI ROUTING PER LA MODELLAZIONE IDROLOGICA A GRANDE SCALA

Sebastiano Piccolroaz¹, Michele Di Lazzaro², A. Zarlenga², B. Majone¹, A. Bellin¹, & A. Fiori²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Università degli Studi di Trento, via Mesiano 77, 38122, Trento; (2) Dipartimento di Ingegneria, Università Roma Tre, via Vito Volterra 62, 00146, Roma

ASPETTI CHIAVE

- Viene presentato *HYPERStream*, un innovativo schema di routing caratterizzato da semplicità, scalabilità, parsimonia, efficienza computazionale e facilità di parallelizzazione
- *HYPERStream* garantisce l'invarianza della risposta idrologica della rete rispetto alla risoluzione della griglia utilizzata per fornire le variabili meteorologiche e simulare i processi di versante
- *HYPERStream* si presenta come uno schema particolarmente adatto per essere accoppiato con modelli climatici, e per effettuare studi nel contesto del cambiamento climatico e degli eventi estremi

1 PREMESSA

La crescente pressione sulle risorse idriche ha portato, negli ultimi anni, ad un'aumentata necessità di strumenti modellistici in grado di fornire informazioni il più possibile affidabili ed accurate sulla distribuzione spaziale e qualità di queste risorse (Archfield *et al.*, 2015). Tale necessità ha favorito lo sviluppo di modelli idrologici a grande scala (dalla scala regionale fino a quella globale), tra cui i più noti sono probabilmente: VIC – Liang *et al.*, 1994; H08 – Hanasaki *et al.*, 2008; PCR-GLOBWB – Van Beek *et al.*, 2011; LISFLOOD – van der Knijff *et al.*, 2011). Generalmente, questo tipo di modelli si basa su schemi concettuali semplificati, procedure empiriche di upscaling dei flussi idrologici alle varie scale spaziali (dal versante, al bacino, fino all'unità regionale) e su una risoluzione spaziale che è spesso troppo grossolana per riprodurre la dispersione geomorfologica del reticolo idrografico (Rinaldo *et al.*, 1991) e quindi simulare con sufficiente dettaglio la propagazione dei deflussi (routing). Infatti, la maggior parte di questi modelli condivide la stessa griglia computazionale dei modelli climatici o di previsione meteorologica utilizzati per fornire la forzante esterna (precipitazione, temperatura dell'aria ecc), i quali si basano su celle di calcolo con dimensione tipicamente variabile da 0.1° (circa 11 km) a 0.5° (circa 55 km). Se da un lato questo approccio risulta adeguato per la stima dei flussi verticali, dall'altro l'aggregazione (e quindi conseguente degradazione) dell'informazione geomorfologica su celle di questa dimensione compromette significativamente l'adeguata simulazione della propagazione dei flussi orizzontali. Alla luce di queste considerazioni, una delle priorità nel campo della modellazione idrologica di grande scala è la messa a punto di schemi di routing innovativi, in grado di produrre risultati con un sufficiente livello di dettaglio senza dover ricorrere necessariamente modelli idrologici di iper-risoluzione e quindi mantenendo un costo computazionale accettabile (Clark *et al.*, 2015).

Con questo contributo, vogliamo cogliere questa importante sfida scientifica proponendo uno schema di routing implicitamente scalabile, costruito utilizzando la teoria dell'idrogramma unitario istantaneo basato sulla funzione di ampiezza (WFIUH, e.g., Rodriguez-Iturbe & Rinaldo, 1997). Per definizione, lo schema proposto (denominato *HYPERStream*, Piccolroaz *et al.*, 2015) preserva la dispersione geomorfologica del reticolo idrografico, garantendo la sua invarianza rispetto alla risoluzione delle celle computazionali utilizzate per simulare i processi di infiltrazione e generazione del deflusso superficiale. Lo schema proposto risulta essere particolarmente parsimonioso in termini di numero di parametri, altamente efficiente da un punto di vista computazionale, e facilmente parallelizzabile, garantendo la sua possibile applicazione a domini estesi, su orizzonti temporali lunghi, e con intervalli di integrazione ridotti.

2 FORMULAZIONE DEL MODELLO

Il modello concettuale su cui si basa *HYPERStream* è rappresentato in Figura 1. Il dominio in analisi *A*, che può essere di qualsiasi dimensione e contenere anche più reti idrografiche indipendenti, è suddiviso in

N macrocelle, ciascuna caratterizzata da un'area contribuyente $A^{(i)}$, tale che $\sum_{i=1}^N A^{(i)} = A$. In generale, l'area $A^{(i)}$ non necessariamente coincide con l'area della macrocella, come per esempio avviene nelle macrocelle al bordo, che possono interessare bacini idrografici limitrofi. Le macrocelle non presentano alcuna limitazione per quanto riguarda forma e dimensione, rendendo possibile, in questo modo, l'accoppiamento diretto con modelli climatici o di previsione meteorologica che forniscono le forzanti meteorologiche in input al modello idrologico. Nel caso sintetico di Figura 1, le macrocelle sono quadrate e ciascuna contiene 25 celle DEM.

L'individuazione della rete di drenaggio e delle aree di versante del bacino idrografico in analisi sono dedotte a partire dal DEM, la cui risoluzione spaziale deve essere sufficientemente elevata da permettere l'adeguata rappresentazione della sua struttura geomorfologica. Ciascuna cella DEM appartenente alla rete rappresenta un punto di transizione tra versante e canale, che in Figura 1 è rappresentato attraverso un rombo colorato. Data la totale arbitrarietà con cui il dominio viene suddiviso in macrocelle (la discretizzazione non utilizza alcuna informazione di tipo topografico), generalmente un versante può essere condiviso tra due o più macrocelle adiacenti, come è il caso dell'area marrone condivisa tra le macrocelle $i=1$ e $i=2$ in Figura 1.

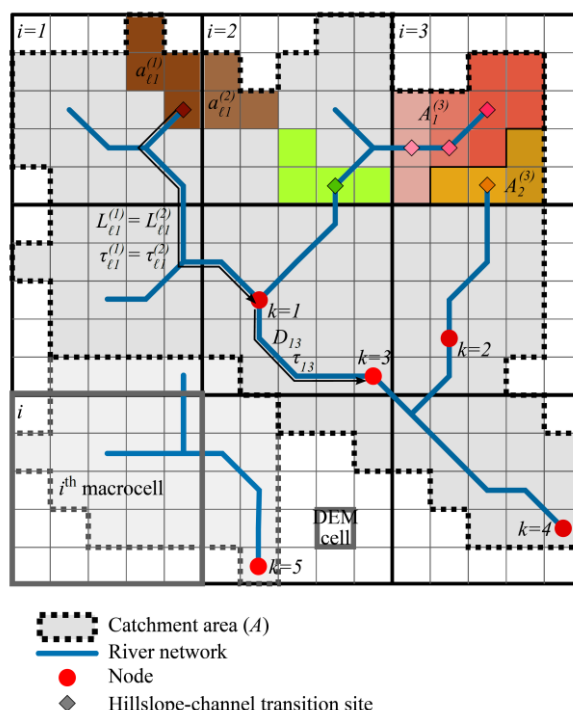


Figura 1. Schema concettuale di HYPERStream (riprodotto da Piccolroaz *et al.*, 2015).

Lungo la rete idrografica, vengono individuati N_k nodi, rappresentanti le sezioni in cui verrà simulata la portata. I nodi coincidono con le sezioni per le quali sono disponibili misure di portata (necessarie per la calibrazione del modello), ma il loro posizionamento può anche rispondere ad esigenze pratiche: possono essere posizionati in corrispondenza di opere di difesa idraulica per verificarne l'efficienza all'occorrenza di eventi di piena, o in corrispondenza di aree sensibili per valutare la necessità di realizzare opere di protezione. Ciascun nodo può essere alimentato da più macrocelle, e viceversa. Per esempio, in Figura 1 la macrocella $i=3$ contribuisce ai nodi $k=1$ e $k=2$. Può anche accadere che una stessa macrocella contribuisca allo stesso nodo attraverso percorsi differenti, come è il caso della macrocella $i=2$ che contribuisce al nodo $k=1$ attraverso il versante di colore marrone e attraverso quello di colore verde.

Con $A_k^{(i)}$ viene indicata l'area della macrocella i contribuyente al nodo k , tale per cui $\sum_{i=1}^{N_k} A_k^{(i)} = A^{(i)}$. Il deflusso superficiale prodotto da ciascuna macrocella alla scala di versante può essere simulato con modelli

di qualsiasi livello di complessità, la cui scelta è a totale discrezione dell'utilizzatore finale. Indipendentemente dal modello scelto, viene indicato con $\eta_{\ell k}^{(i)} [L/T]$ il deflusso specifico per unità di area prodotto dal versante ℓ di area $a_{\ell k}^{(i)} [L^2]$, che appartiene alla macrocella i e contribuisce al primo nodo immediatamente a valle k . Coerentemente con lo schema adottato, il deflusso prodotto dal versante entra in rete in corrispondenza del punto di transizione tra versante e canale, ed è successivamente propagato lungo la rete idrografica. Il contributo in termini di portata generato dal versante ℓ appartenente alla macrocella i verso il nodo k può quindi essere scritto come segue:

$$q_{\ell k}^{(i)}(t) = A_k^{(i)} \tilde{a}_{\ell k}^{(i)} \int_0^t \eta_{\ell k}^{(i)}(t - \tau) \delta[t - \tau_{\ell k}^{(i)}] d\tau = A_k^{(i)} \tilde{a}_{\ell k}^{(i)} \eta_{\ell k}^{(i)}(t - \tau_{\ell k}^{(i)}) \quad (1)$$

dove $\tilde{a}_{\ell k}^{(i)} = a_{\ell k}^{(i)} / A_k^{(i)} [-]$ è l'area di versante adimensionale, $\delta [1/T]$ è la funzione delta di Dirac, $\tau_{\ell k}^{(i)} [T]$ è il tempo di percorrenza dal punto di transizione versante-canale del versante ℓ al nodo k , e $t [T]$ è il tempo. Ipotizzando una velocità di propagazione in canale $V_c [L/T]$ costante (ipotesi cruciale per garantire la linearità dello schema, e consistente con l'approccio WFIUH), il tempo di percorrenza è definito come $\tau_{\ell k}^{(i)} = L_{\ell k}^{(i)} / V_c$, dove $L_{\ell k}^{(i)} [L]$ è la distanza, misurata lungo la rete idrografica, dal punto di transizione versante-canale dal versante ℓ fino al primo nodo di valle k .

La portata $q_k^{(i)} [L^3/T]$ generata dalla macrocella i e contribuyente al nodo k è quindi ottenuta sommando i contributi di tutti i versanti della macrocella che drenano verso il nodo. Ipotizzando che il deflusso superficiale $\eta_{\ell k}^{(i)}$ sia costante sulla macrocella i ($\eta_{\ell k}^{(i)} = \eta^{(i)}$), $q_k^{(i)}$ si può calcolare come:

$$q_k^{(i)}(t) = A_k^{(i)} \int_0^t \eta^{(i)}(t - \tau) f_k^{(i)}(\tau) d\tau = A_k^{(i)} (\eta^{(i)} * f_k^{(i)})(t) \quad (2)$$

dove $f_k^{(i)}(\tau) = \sum_{\ell} \tilde{a}_{\ell k}^{(i)} \delta[\tau - L_{\ell k}^{(i)} / V_c]$ è la distribuzione di probabilità dei tempi di percorrenza $\tau_{\ell k}^{(i)}$ pesati sulla base dell'area di versante adimensionale $\tilde{a}_{\ell k}^{(i)}$ e il simbolo $*$ indica l'operazione di convoluzione. La portata complessiva al nodo k è quindi calcolata come somma tra il contributo diretto di ciascuna macrocella al nodo e il contributo proveniente dai nodi a monte di questo (trasferiti lungo la rete con velocità costante).

3 APPLICAZIONE PRATICA E CONCLUSIONI

Di seguito, viene sinteticamente presentato un esempio di costruzione delle WFIUH utilizzate in HYPERStream con riferimento al bacino idrografico dell'Altro Tevere (superficie pari a circa 4000 km²), con il fine di mostrare come lo schema proposto garantisca, per costruzione intrinseca, l'invarianza della risposta idrologica della rete di drenaggio rispetto alla dimensione della griglia di calcolo utilizzata per fornire le forzanti esterne e per calcolare i processi di infiltrazione e generazione del deflusso superficiale. Per l'analisi è stato utilizzato un DEM con risoluzione pari a 20 m e il dominio è stato discretizzato utilizzando griglie regolari a celle quadrate di lato pari a 5, 10 e 50 km. Per ciascuna griglia considerata, sono state valutate le funzioni di ampiezza associate a ciascuna coppia macrocella-nodo, definite sulla base delle distribuzioni di frequenza dei percorsi di drenaggio. Un esempio di funzioni di ampiezza riferite al nodo più a monte (Santa Lucia) e ottenute per le varie risoluzioni spaziali è presentato in Figura 2. Da questa figura è possibile apprezzare come all'aumentare della dimensione della griglia di calcolo non avvenga una degradazione delle funzioni di ampiezza globali riferite al nodo (curve grigie nelle figure in basso), che al contrario rimangono immutate nei tre casi considerati. L'invarianza della dispersione morfologica del bacino è implicita alla formulazione del modello, in cui la risposta geomorfologica della rete di drenaggio è derivata direttamente dalle informazioni contenute nel DEM.

La semplicità dello schema proposto, la parsimonia nel numero di parametri e la sua versatilità nella possibilità di utilizzare qualsiasi modello di generazione del deflusso superficiale, rendono HYPERStream uno strumento particolarmente adatto ad essere accoppiato a modelli climatici per possibili applicazioni a

contesti di cambiamento climatico o per la modellazione di eventi estremi, laddove l'accurata simulazione dei processi di routing è cruciale per ottenere risultati il più possibile affidabili ed accurati.

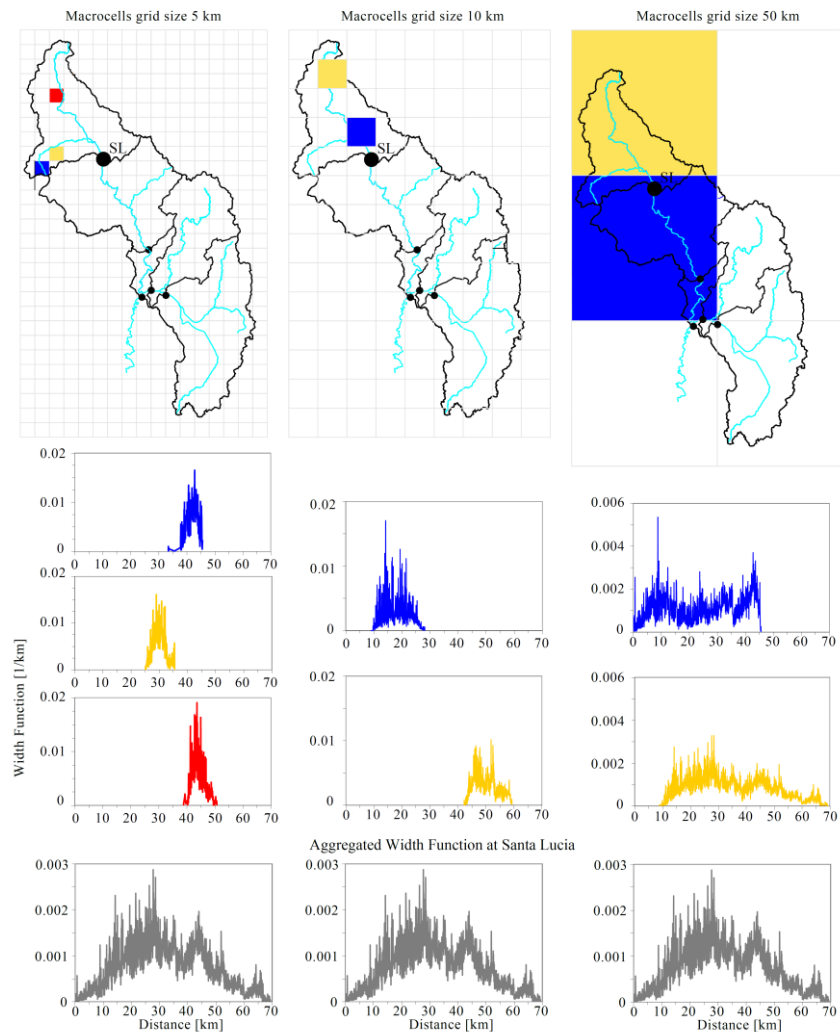


Figura 1. Funzioni di ampiezza riferite al nodo di Santa Lucia (SL) considerando macrocelle di dimensione pari a 5, 10 e 50 km (riprodotto da Piccolroaz *et al.*, 2015).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Archfield, S.A., Clark, M., Arheimer, B., Hay, L.E., McMillan, H., Kiang, J.E., Seibert, J., Hakala, K., Bock, A., Wagener, T., Farmer, W.H., Andréassian, V., Attinger, S., Viglione, A., Knight, R., Markstrom, S. & Over, T., Accelerating advances in continental domain hydrologic modeling, *Water Resources Research*, 2015, 51(12), 10078-10091.
- Hanasaki, N., Kanae, S., Oki, T., Masuda, K., Motoya, K., Shirakawa, N., Shen, Y. & Tanaka, K. An integrated model for the assessment of global water resources - Part 1: Model description and input meteorological forcing, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2008, 12(4), 1007-1025.
- Liang, X., Lettenmaier, D.P., Wood, E.F. & Burges, S.J., A simple hydrologically based model of land surface water and energy fluxes for general circulation models, *Journal of Geophysical Research-Atmospheres*, 1994, 99(D7), 14415-14428.
- Piccolroaz, S., Di Lazzaro, M., Zarlenga, A., Majone, B., Bellin, A. & Fiori, A. HydroSCAPE: A multi-scale framework for streamflow routing in large-scale hydrological models, *Hydrology and Earth System Sciences Discussion*, 2015, 12, 9055-9090.
- Rinaldo, A., Marani, A. & Rigon, R., Geomorphological dispersion, *Water Resources Research*, 1991, 27(4), 513-525.
- Rodriguez-Iturbe, I. & Rinaldo, A., *Fractal river basins: Chance and self-organization*, Cambridge University Press, Cambridge, UK, 1997.
- Van Beek, L.P.H., Wada, Y. & Bierkens, M.F.P., Global monthly water stress: 1. Water balance and water availability, *Water Resources Research*, 2011, 47(7), W07517 1-25.
- van der Knijff, J.M., Younis, J. & de Roo, A.P.J., LISFLOOD: A GIS-based distributed model for river basin scale water balance and flood simulation, *International Journal of Geographical Information Science*, 2010, 24(2), 189-212.

SUL COMPUTO DELL'ETÀ DELL'ACQUA E DEI SOLUTI NEI BACINI IDROGRAFICI

Paolo Benettin ¹, Andrea Rinaldo ^{1,2} & Gianluca Botter ²

(1) ENAC/IIE/ECHO Laboratory, École polytechnique fédérale de Lausanne, Lausanne (CH); (2) Dipartimento ICEA, Università di Padova, Padova

ASPETTI CHIAVE:

- Formulazione di un modello di trasporto per la stima dell'età dell'acqua e della concentrazione di soluti nei deflussi
- L'approccio per tempi di residenza permette di conciliare la rapidità della risposta idrologica con gli effettivi tempi di permanenza dell'acqua nei bacini idrografici
- La metodologia può essere incorporata in qualsiasi modello idrologico o direttamente associata a dati idrologici misurati

1 PREMESSA

La stima dell'età dell'acqua ricopre notevole importanza nella comprensione dei meccanismi di deflusso e di dispersione alla scala di bacino. Le distribuzioni dei tempi di residenza possono infatti essere utilizzate per affrontare numerosi problemi ambientali, tra cui la modellazione idrochimica dei corsi d'acqua, la quantificazione degli apporti di deflusso superficiali o profondi e la stima della persistenza dei nutrienti nelle acque. Nonostante gli eventi di precipitazione inneschino un immediato spostamento di volumi d'acqua e un conseguente aumento dei deflussi, è noto che tali deflussi siano principalmente costituiti da acqua che si trovava già immagazzinata nel sottosuolo prima dell'inizio della precipitazione (fenomeno conosciuto in letteratura come 'old water paradox'). Il tempo da cui tali particelle d'acqua si trovavano nel bacino, ovvero l'età dell'acqua, può variare su un ampio intervallo di scale temporali e tipicamente supera i tempi caratteristici della risposta idrologica di almeno due ordini di grandezza. La formulazione di una teoria capace di conciliare la rapidità della risposta idrologica con i tempi effettivi di permanenza all'interno di un bacino idrografico in casi reali è un problema di crescente interesse sia teorico che applicativo, che ha visto notevoli sviluppi nell'ultimo decennio.

2 MATERIALI E METODI

La formulazione teorica del problema si basa sul principio di conservazione della massa, applicato simultaneamente ai volumi d'acqua di ogni età contenuti in un bacino (Botter et al., 2011, Benettin et al., 2015a):

$$\frac{\partial S(T, t)}{\partial t} + \frac{\partial S(T, t)}{\partial T} = -Q(t)p_Q(T, t) \quad (1)$$

Con condizioni al contorno e condizioni iniziali:

$$S(0, t) = J(t) \quad (2)$$

$$S(T, 0) = S_0(T) \quad (3)$$

Dove il termine $S(T, t)$ [L/T] rappresenta i volumi d'acqua di età T immagazzinati nel bacino al tempo t , Q [L/T] è la portata uscente, $p_Q(T, t)$ [1/T] la sua distribuzione delle età, e $J(t)$ [L/T] rappresenta l'intensità di precipitazione. Eq (1) si può facilmente estendere al caso di ulteriori influssi/deflussi. I termini al primo membro rappresentano l'avvezione dell'età dell'acqua, che aumenta nel tempo per tutti i volumi presenti. Il termine al secondo membro rappresenta invece la fuoriuscita delle età associate alla portata uscente dal bacino. Le condizioni al contorno indicano che i volumi con età pari a zero corrispondono alla precipitazione entrante.

Eq. (1) può essere risolta introducendo una relazione funzionale tra le età che vengono rilasciate nei deflussi e quelle residenti nel bacino (Botter et al., 2011):

$$p_Q(T, t) = \omega(T, t) S(T, t) \quad (4)$$

Dove $\omega(T, t)$ è detta StorAge Selection (SAS) function e rappresenta l'affinità con cui i volumi residenti vengono rimossi dai deflussi. La funzione ω può essere opportunamente parametrizzata, consentendo il computo delle distribuzioni di età dei volumi residenti e di quelli uscenti ad ogni istante.

La conoscenza dell'età dei deflussi può essere direttamente utilizzata per calcolare la concentrazione $C_Q(t)$ dei soluti trasportati dall'acqua:

$$C_Q(t) = \int_0^{\infty} C_S(T, t) p_Q(T, t) dT \quad (5)$$

Dove $C_S(T, t)$ è la concentrazione di soluto dopo aver viaggiato per un tempo T all'interno del bacino ed essere stato soggetto a possibili reazioni biogeochimiche. Nel caso di soluto conservativo, il termine $C_S(T, t)$ si semplifica nella concentrazione associata alla precipitazione $C_J(t-T)$.

Si noti che i termini necessari al calcolo delle età sono i flussi idrologici $J(t)$ e $Q(t)$ (più eventualmente l'evapotraspirazione $ET(t)$), che possono essere calcolati con qualunque modello idrologico (concettuale o distribuito) o misurati. Di conseguenza, il modello di trasporto per tempi di residenza descritto dalle equazioni (1-5) è completamente disaccoppiato dal modello idrologico utilizzato per stimare i deflussi. Operativamente, le parametrizzazioni della SAS function consentono la soluzione congiunta delle eq. (1) e (5) e possono essere validate con misure di concentrazione nel corso d'acqua.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

L'applicazione del modello di trasporto ha portato risultati positivi per diversi bacini e tipologie di soluto (e.g. van der Velde et al., 2012, Bertuzzo et al., 2013, Harman, 2015, Hrachowitz et al., 2015, Benettin et al., 2013, 2015b). In Figura 1 è riportata un'applicazione da un bacino agricolo olandese, dove il cloruro, che è un sottoprodotto delle fertilizzazioni, può essere convenientemente utilizzato come tracciante. Il modello è in grado di spiegare il particolare comportamento del soluto, con episodi di diluizione a seguito di precipitazioni intense e il ritorno alla concentrazione media di lungo periodo all'esaurirsi della piena. Inoltre, la frazione di acqua più vecchia, sempre presente nel deflusso, porta con sé le fertilizzazioni avvenute negli anni precedenti, pertanto è in grado di spiegare il mancato abbattimento della concentrazione di soluto nei periodi invernali, quando le fertilizzazioni sono sospese.

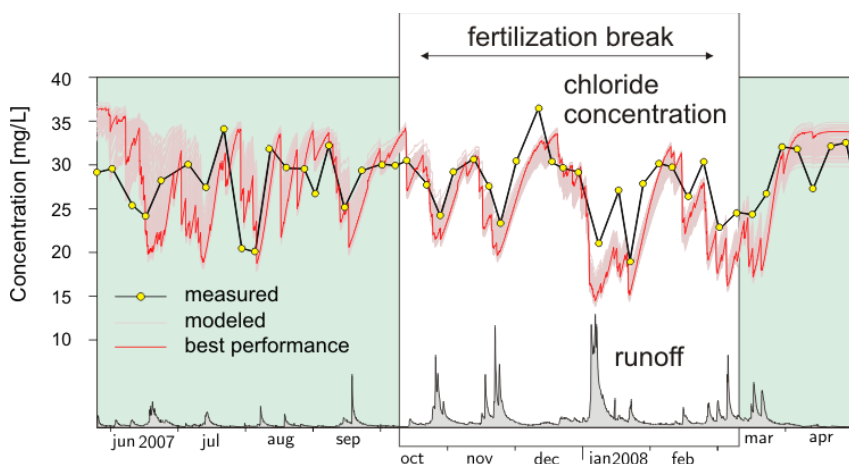


Figura 1. Esempio di simulazione di cloruro nel canale di drenaggio di un bacino agricolo olandese (adatt. da Benettin et al., (2013)).

Un esempio di evoluzione temporale dell'età dell'acqua è mostrato in Figura 2, dove l'età mediana è riportata per diverse parametrizzazioni della SAS function. La simulazione mostra come l'età dell'acqua sia notevolmente maggiore dei tempi della risposta idrologica e come le sue dinamiche temporali siano dipendenti dallo stato idrologico del bacino. L'età tende a calare in seguito agli eventi di piena (dove sono soprattutto i volumi d'acqua più giovani ad essere rilasciati nel corso d'acqua) e crescere in assenza di nuove precipitazioni significative.

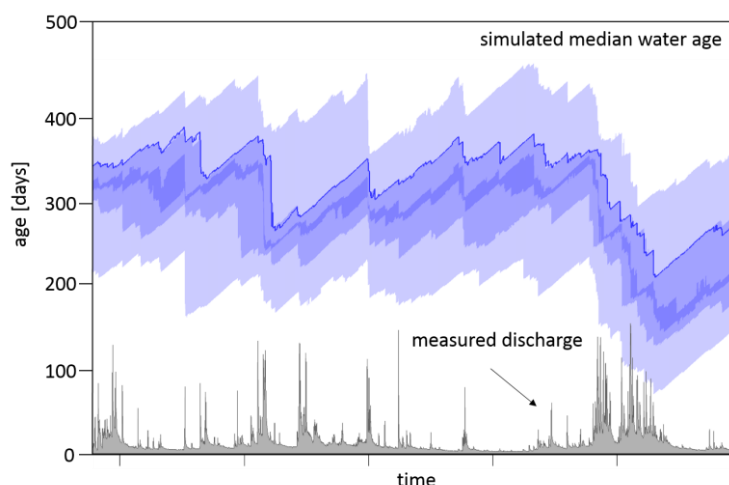


Figura 2. Esempio di analisi dell'età dei deflussi, a partire da dati idrologici misurati e diverse parametrizzazioni della SAS function.

A differenza dei modelli di trasporto classici (e.g. Kreft and Zuber, 1978) questo approccio non pone assunzioni sulle distribuzioni dei tempi di residenza, ma sul meccanismo che le genera, garantendo la conservazione del bilancio idrologico. Inoltre, il metodo può essere incorporato in qualsiasi modello idrologico o direttamente associato alle misure. La capacità di riassumere il trasporto di acqua e soluti attraverso la sola parametrizzazione delle SAS function costituisce un vantaggio operativo per la modellazione geochimica e si pone come un valido strumento per la gestione della qualità delle acque.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Benettin, P., Rinaldo, A. & Botter, G. (2015a). Tracking residence times in hydrological systems: forward and backward formulations. *Hydrological Processes*, 29(25), 5203–5213.
- Benettin, P., Bailey, S. W., Campbell, J. L., Green, M. B., Rinaldo, A., Likens, G. E., McGuire, K.J. & Botter, G. (2015b). Linking water age and solute dynamics in streamflow at the Hubbard Brook Experimental Forest, NH, USA. *Water Resources Research*, 51(11), 9256–9272.
- Benettin, P., Van Der Velde, Y., Van Der Zee, S. E. A. T. M., Rinaldo, A. & Botter, G. (2013). Chloride circulation in a lowland catchment and the formulation of transport by travel time distributions. *Water Resources Research*, 49(8), 4619–4632.
- Bertuzzo, E., Thomet, M., Botter, G. & Rinaldo, A. (2013). Catchment-scale herbicides transport: Theory and application. *Advances in Water Resources*, 52, 232–242.
- Botter, G., Bertuzzo, E. & Rinaldo, A. (2011). Catchment residence and travel time distributions: The master equation. *Geophysical Research Letters*, 38(11).
- Harman, C. J. (2015). Time-variable transit time distributions and transport: Theory and application to storage-dependent transport of chloride in a watershed. *Water Resources Research*, 51(1), 1–30.
- Hrachowitz, M., Fovet, O., Ruiz, L. & Savenije, H. H. G. (2015). Transit time distributions, legacy contamination and variability in biogeochemical 1/f α scaling: how are hydrological response dynamics linked to water quality at the catchment scale? *Hydrological Processes*, 29(25), 5241–5256.
- Kreft, A. & Zuber, A. (1978). On the physical meaning of the dispersion equation and its solutions for different initial and boundary conditions. *Chemical Engineering Science*, 33, 1471–1480.
- van der Velde, Y., Torfs, P. J. J. F., van der Zee, S. E. A. T. M. & Uijlenhoet, R. (2012). Quantifying catchment-scale mixing and its effect on time-varying travel time distributions. *Water Resources Research*, 48(6), W06536.

PORTATE DI PROGETTO PER LA SICUREZZA IDROLOGICA DELLE DIGHE: UNA PROCEDURA PER VALUTARE LA QUALITÀ DELLE STIME

Pierluigi Claps¹, Daniele Ganora¹ & Francesco Laio¹

(1) Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture - Politecnico di Torino; Corso Duca degli Abruzzi, 24 - 10129 Torino

ASPETTI CHIAVE

- *Esistono sullo “scaffale” dell’ingegnere idraulico molti metodi di stima delle portate di progetto per elevati periodi di ritorno, ma mancano criteri per confrontarne l’affidabilità*
- *La procedura sviluppata consente l’attribuzione di un punteggio ad un generico metodo di stima in funzione della sua aderenza allo stato dell’arte e della consistenza della base dati utilizzata*
- *A stime finali ottenute mediante combinazione di stime provenienti da metodi diversi vengono attribuiti punteggi che pesano i singoli contributi in base all’affidabilità dei metodi usati.*

1 PREMESSA

Le stime di portate di progetto con periodi di ritorno pari o superiori a 100 anni sono inevitabilmente affette da elevati livelli di incertezza, riconducibili in particolare alla necessità di ottenere dalle curve di distribuzione di probabilità quantili per probabilità di non superamento (ad esempio 0.99) difficilmente riscontrabili tramite osservazioni dirette. In moltissimi casi le osservazioni sono del tutto assenti. Ne deriva una pletora di metodi di stima statistica riconducibili a diversi paradigmi metodologici, ma ognuno con fondamento teorico potenzialmente valido. Risulta pertanto improbabile pensare di poter selezionare un singolo metodo di stima “ottimale”, da utilizzare in ogni situazione pratica. La letteratura scientifica sta peraltro evolvendo in maniera chiara verso una visione in cui si predilige l’utilizzo simultaneo di diversi modelli idrologici di stima piuttosto che la selezione del singolo ‘miglior’ modello (equifinalità dei modelli idrologici).

La presente proposta suggerisce una procedura mirata a definire la verosimiglianza, ed a “misurare” la qualità, delle stime delle portate di progetto, tramite l’attribuzione di un punteggio (compreso tra 0 ed 1) per ogni possibile metodologia utilizzata. Punteggi bassi sono attribuiti a metodi a cui si associano alti livelli di incertezza, ad esempio perché i dati utilizzati sono poco numerosi, o perché i parametri sono stimati in maniera inadeguata. Una conseguenza resa possibile dalla metrica di qualità così definita è quella di poter differenziare i livelli di incertezza commisurati al progetto idrologico in aree caratterizzate da una diversa densità di dati, consentendo di assumere possibili atteggiamenti prudenziali in regioni dove anche l’applicazione di metodi di elevata qualità non consente di ottenere stime affidabili, a causa della ridotta disponibilità di dati idrologici di partenza.

La procedura è stata pensata per stime connesse alla valutazione della sicurezza idrologica delle dighe; da ciò derivano alcuni aspetti specifici, descritti in seguito. Con opportuni adattamenti può però applicarsi a casi più generali ed a periodi di ritorno inferiori al valore standard di 1000 anni utilizzato nel presente caso.

2 BASI PER LA DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI QUALITÀ DEI METODI

La procedura di attribuzione del punteggio a metodi di stima utilizzati in un progetto idrologico si basa sulla classificazione dei metodi stessi e sulla quantità di dati utilizzati nell’analisi. Qualora all’interno di un progetto fossero utilizzati più metodi, a ciascuno di essi sarà attribuito separatamente un punteggio, per poi pervenire ad un’unica valutazione globale, come spiegato nel seguito. Il punteggio può essere attribuito solo se i metodi utilizzati sono esaurientemente descritti, con descrizione approfondita ed esaurienti riferimenti bibliografici, in modo da rendere le stime ripetibili.

Il punteggio attribuito ad ogni metodo deriva dalla composizione di due valori parziali, denominati S_Q e S_K , che dipendono dalle metodologie utilizzate per la stima della piena indice e della curva di crescita, utilizzando il criterio standard di suddivisione della stima in due fasi (metodo indice, Grimaldi *et al.*, 2011):

$$Q_T = Q_{ind} K_Q(T)$$

Nella presente proposta vengono indicati criteri generali per determinare le misure parziali e finali di attendibilità in base alla tipologia di metodo ed alle modalità di applicazione. I punteggi specifici sono assegnati sulla base dell'analisi di un gran numero di progetti idrologici realizzati nell'ambito di bacini di montagna e, in particolare, di bacini chiusi da invasi artificiali; i punteggi specifici possono essere adattati a diversi ambiti territoriali. Lo schema di attribuzione dei punteggi è riportato nella Figura 1.

3 ATTRIBUZIONE DEL PUNTEGGIO S_Q (PIENA INDICE)

Ad ogni (possibile) diversa stima della piena indice riportata nella relazione di progetto idrologico, si attribuisce un punteggio S_Q in base alla metodologia usata per la sua determinazione, tenendo conto della quantità e qualità dei dati coinvolti nell'analisi. Il punteggio S_Q premia l'utilizzo di dati osservati nel bacino di interesse (stima locale), in quanto è riconosciuto dalla letteratura scientifica che anche pochi dati (5-10 osservazioni) conducono a stime della piena indice più affidabili di quelle ottenute con metodi indiretti o regionali (es., *Laio et al.*, 2011).

In mancanza di un campione significativo di portate osservate nella sezione di interesse è possibile stimare il valore della piena indice utilizzando un approccio regionale, tipicamente basato su formule (multi)regressive che legano la portata indice a parametri caratteristici dei bacini (tra cui, ad esempio, la sua area). Tali formulazioni sono calibrate sulle stime effettuate in altri bacini, caratterizzati da un congruo numero di osservazioni. Il punteggio preliminare S_Q viene attribuito sulla base della densità di dati (d) del modello regionale, calcolata come rapporto tra gli anni-stazione utilizzati e l'area di riferimento del modello. Si noti che il punteggio ottenibile con una stima regionale della piena indice non può mai raggiungere il valore unitario. Questa scelta è dovuta al fatto che, a differenza di quanto accade con riferimento ad una generica sezione fluviale, in presenza di un'opera di sbarramento dovrebbero essere disponibili misure di portata o, comunque, dovrebbe essere possibile ricostruire il bilancio del serbatoio, almeno a scala giornaliera. La definizione dei punteggi consente quindi di scoraggiare l'uso di modelli regionali in sezioni in cui la corretta gestione dell'opera consente senz'altro di poter effettuare una stima locale.

Nel caso in cui il campione sia formato da valori massimi giornalieri, o sulle 24 ore, il punteggio S_Q viene ridotto, per tenere conto delle incertezze presenti nella trasformazione tra valori di picco e valori osservati su finestre temporali più ampie. Il fattore di riduzione proposto risulta pari a

$$\alpha = 1 - 0.2 \cdot 2^{-\sqrt{A}/10} \quad (1)$$

dove A indica l'area del bacino espressa in km^2 . Esso risulta trascurabile per bacini grandi, nei quali i dati giornalieri sono abbastanza simili e ben correlati ai valori al colmo di piena.

Nel caso di metodi di stima indiretti (afflussi-deflussi) del quantile di piena, anche se la stima della portata di progetto non viene presentata realizzando una separazione esplicita tra valore indice e fattore di crescita, si può comunque procedere come indicato, in quanto la separazione è possibile in base alla conoscenza della curva di frequenza adimensionale delle precipitazioni intense ($K_P(T)$), che viene implicitamente assunta coincidere con quella delle piene ($K_Q(T)$). Si noti che il valore indice (media) delle precipitazioni intense è generalmente stimabile in maniera robusta, grazie alla buona disponibilità e densità spaziale di serie storiche di precipitazione. L'elemento di maggiore incertezza insito nel metodo rimanda invece alla struttura del modello afflussi-deflussi ed alla difficoltà di stimarne i parametri. Per questi motivi, quando si è in presenza di un modello afflussi-deflussi, il punteggio S_Q viene valutato considerando solo la qualità del meccanismo di trasformazione tra piogge totali e piogge nette.

4 ATTRIBUZIONE DEL PUNTEGGIO S_K (FATTORE DI CRESCITA)

La seconda componente del punteggio (S_K) dipende dal metodo di valutazione del fattore di crescita che, analogamente al caso precedente, è basata su quantità e qualità dell'informazione utilizzata.

Una stima robusta "locale" (ovvero direttamente ottenuta dai dati) della curva di frequenza per elevati periodi di ritorno è possibile solo aggregando dati tramite tecniche regionali. Tuttavia, serie storiche sufficientemente lunghe possono essere proficuamente utilizzate per verificare e irrobustire le stime effettuate con altri metodi. Se il fattore di crescita viene stimato mediante modelli regionali, l'attribuzione

dei punteggi viene effettuata considerando la numerosità delle osservazioni (n , numero di anni-stazione) e la densità spaziale dei dati utilizzati per costruire il metodo di stima (d , espressa in numero di dati al km², definita come il rapporto tra n e la superficie della regione all'interno della quale il metodo di stima è applicabile). Si ritiene infatti che l'accuratezza del metodo regionale sia massima quando valgono contemporaneamente due condizioni: da un lato si sono utilizzati molti dati per calibrare i parametri del metodo regionale, riducendo di conseguenza l'incertezza di stima dei quantili elevati; dall'altro l'area di applicazione del metodo non è troppo ampia, in maniera da limitare la disomogeneità statistica.

La verosimiglianza dei risultati ottenuti con i metodi di trasformazione afflussi-deflussi dipende dalla quantità dei dati di precipitazione utilizzati per ricavare le stime di $K_p(T)$. Si possono distinguere casi in cui esso è stimato con metodi locali da casi in cui è stimato con metodi regionali. Qualora la stima delle precipitazioni intense sia basata su cartografie che forniscono direttamente i quantili (es. altezza di pioggia cumulata per una data durata e un prefissato periodo di ritorno), il punteggio da assegnare è pari a 0 quando la procedura di stima non sia ripetibile (talvolta non è possibile risalire al metodo di interpolazione e/o alla distribuzione di probabilità utilizzata per descrivere la grandezza di interesse). Inoltre, come noto, l'accuratezza dell'approccio isofrequenziale tende a diminuire con il crescere dell'area del bacino, dal momento che con la dimensione del bacino crescono anche l'eterogeneità spaziale delle precipitazioni e quelle delle condizioni di imbibimento dei suoli, eterogeneità che tendono ad esaltare le differenze tra la curva di crescita degli afflussi e quella dei deflussi; per tale ragione si suggerisce l'applicazione di un fattore di riduzione del punteggio in funzione dell'area del bacino. Tale fattore, denominato β , è stato definito come

$$\beta = 2^{-\sqrt{A}/10} \quad (2)$$

dove A rappresenta l'area del bacino.

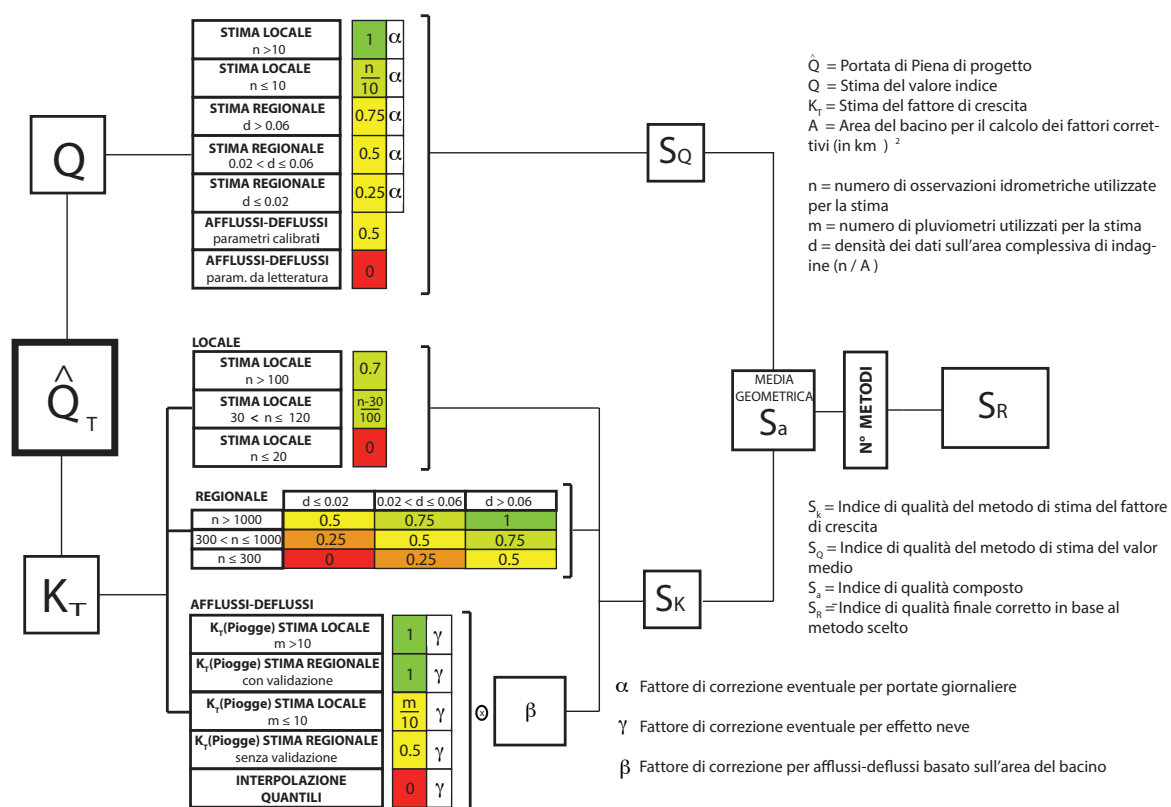


Figura 1. Esempio di griglia per l'attribuzione dei punteggi parziali per piena indice e fattore di crescita

Nel caso in cui la quota media del bacino sia superiore ai 2000 m s.l.m., il punteggio viene ulteriormente ridotto di un fattore $\gamma=0.75$ se non sono stati usati metodi o correzioni per tenere in conto l'effetto dell'accumulo e scioglimento del manto nevoso.

5 DETERMINAZIONE DEL PUNTEGGIO FINALE

Essendo la stima della portata di progetto ottenuta come prodotto di un valore indice e di un fattore di crescita, il punteggio composto (per ogni stima) è ottenuto combinando il punteggio S_Q con il relativo punteggio S_K . Il risultato è l'indice di qualità complessivo, definito come:

$$S_a = \sqrt{S_Q \cdot S_K} \quad (3)$$

che corrisponde alla media geometrica dei punteggi parziali. Si è scelto di utilizzare la media geometrica invece della media aritmetica per tenere opportunamente conto del fatto che sia la piena indice sia il fattore di crescita agiscono come “fattori limitanti” nella determinazione della accuratezza di stima della piena di progetto: una stima inadeguata del fattore di crescita ($S_K = 0$) si ripercuoterebbe totalmente sulla qualità di stima delle portate di progetto, anche qualora la stima della piena indice fosse molto accurata ($S_Q = 1$). La teoria dei fattori limitanti porta a prediligere la media geometrica alla media aritmetica in modo che, ad esempio, S_a valga zero quando anche uno solo tra S_Q e S_K assuma valore nullo.

Qualora la stima della portata di progetto Q_T sia ottenuta applicando più metodi di stima indipendenti si procede associando un punteggio finale S_R al valore Q_T^* scelto quale stima definitiva. Q_T^* potrebbe essere suggerito in vari modi: valor medio delle singole stime, valore massimo (in sicurezza) o valore soggettivamente attribuito quale stima ottenuta dal metodo “più affidabile”. Nel primo caso S_r è attribuibile come somma dei singoli punteggi S_a ottenuti da ogni metodo applicato. Negli altri casi andrebbero predisposti ulteriori algoritmi per pesare in maniera diversa le scelte effettuate, eventualmente considerando di privilegiare le stime a favore di sicurezza. In ogni caso, utilizzando procedure come quella qui proposta, sarebbe possibile assumere come valore di progetto finale Q_T^* una media pesata delle singole stime, con pesi basati sui punteggi ‘di qualità’ dei metodi.

6 ESEMPIO DI APPLICAZIONE

Un esempio di applicazione è riportato nella Tabella 1, in cui si ipotizza un caso in cui Q_T^* (non riportato) deriverebbe dall'applicazione di 3 metodi. I metodi 1 e 2 hanno in comune la stima della piena indice (stima diretta locale, per cui si applica il fattore correttivo $\alpha < 1$) mentre $K_Q(T)$ deriva da due modelli regionali diversi, con ugual grado di affidabilità (uguale punteggio S_K). Il terzo metodo è del tipo afflussi-deflussi, in cui la $K_P(T)$ è stato determinato dall'applicazione di un modello regionale delle piogge. La densità dei dati e le altre informazioni necessarie sono tutte derivate dai riferimenti citati.

Metodo	Q_T	Q_m	S_0	α	S_Q	K_T	S_0	β	γ	S_K	S_a
1	116	Locale n=35	1	0.86	0.86	Reg. n=753 d=0.08 (Brath et al., 1997)	0.75	1	1	0.74	0.8
2	52	Locale n=35	1	0.86	0.86	Reg. n=1100 d=0.03 (Villani, 2001)	0.75	1	1	0.74	0.8
3	53	Aff-Def: (Flea)	0.5	1	0.5	Aff-Def Reg. (Villani, 2001)	1	0.7	1	0.7	0.59

Tabella 1. Esempio di applicazione alla diga della “Bagnarola” (area bacino 26 km²; quota media bacino 2640 m s.l.m.)

RINGRAZIAMENTI Lavoro svolto con il contributo della Direzione Generale Dighe del Ministero Infrastrutture e Trasporti

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Brath, A., De Michele, C., Galeati, G., & Rosso, R. Una metodologia per l'identificazione di regioni omogenee nel regime di piena – Applicazione all'Italia nord-occidentale. L'Acqua 1997.
- Grimaldi, S., Kao, S. C., Castellarin, A., Papalexiou, S. M., Viglione, A., Laio, F., Aksoy, H. & Gedikli, A. Statistical Hydrology, in Treatise on Water Science – Volume 2. Elsevier, 2011.
- Laio, F., Ganora, D., Claps, P. & Galeati, G. Spatially smooth regional estimation of the flood frequency curve (with uncertainty). Journal of Hydrology 408: 67-77. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2011.07.022. 2011
- Villani, P. (a cura di). La valutazione delle piene in Piemonte. CUGRI. Torino, 2001

VALUTAZIONE DELL'ALTERAZIONE DEL REGIME IDROLOGICO TRAMITE LA METODOLOGIA ISPRA: ESPERIENZE DI APPLICAZIONE IN SICILIA SUD-ORIENTALE

David J. Peres¹ & Antonino Cancelliere²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università di Catania, djperes@dica.unict.it; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università di Catania, acance@dica.unict.it;

ASPETTI CHIAVE

- La valutazione dell'alterazione idrologica tramite la procedura ISPRA ha permesso di approfondire il quadro conoscitivo dei corsi d'acqua della Sicilia sud-orientale
- Nel caso di limitata disponibilità di dati (procedure "dati scarsi"/"dati nulli") la procedura ISPRA dà luogo in genere a risultati cautelativi (sovrastima dell'indicatore IARI)
- Un miglioramento della valutazione dello stato idrologico di un corso d'acqua potrebbe ottenersi tenendo meglio in conto le non-linearità della risposta ecologica all'alterazione del regime delle portate.

1 INTRODUZIONE

L'interesse verso la valutazione dello stato idrologico dei corsi d'acqua è andata crescendo con l'introduzione degli indicatori di alterazione idrologica IHA (Richter *et al.*, 1996), e del range of variability approach (RVA) per la stima dei deflussi minimi vitali (Richter *et al.*, 1997). I concetti di alterazione idrologica fanno riferimento al paradigma dei deflussi naturali, secondo il quale "l'intero intervallo di variabilità intra- e inter- annuale del regime idrologico, e le corrispondenti caratteristiche temporali, di durata, frequenza e grado di cambiamento, sono critici nel sostenere la piena biodiversità originaria nonché l'integrità dei sistemi acquatici" (Richter *et al.*, 1997, Acreman & Dunbar, 2004). La valutazione dello stato idrologico dei corsi d'acqua è altresì prevista dalla Direttiva Quadro Europea delle Acque, poiché essa impone che lo stato idrologico debba essere "elevato" affinché possa attribuirsi uno stato ecologico "buono" ad un corso d'acqua. L'Istituto Superiore per la Protezione Ambientale (ISPRA) ha sviluppato delle linee guida per l'identificazione dello stato idrologico dei corsi d'acqua italiani, basate sul calcolo dell'indicatore di alterazione del regime idrologico (IARI) (ISPRA, 2011). Lo IARI è basato sul confronto tra i valori attuali e inalterati degli indicatori IHA.

Nel presente lavoro vengono illustrate le esperienze di applicazione della procedura ISPRA ai bacini della Sicilia sud-orientale, svolte in convenzione con l'Osservatorio delle Acque della Regione Sicilia. Vengono altresì analizzati i limiti di applicazione dell'indicatore IARI nei casi di disponibilità limitata di dati. L'esperienza e le analisi condotte, oltre a fornire informazioni per successive applicazioni possono contribuire ad un futuro affinamento della procedura ISPRA.

2 METODOLOGIA

La procedura ISPRA (2011) prevede tre fasi per la valutazione dell'alterazione dello stato idrologico di un corso d'acqua. Nella fase 0, si stabilisce se è possibile dichiarare inalterato lo stato idrologico della sezione d'interesse per assenza di evidenti impatti a monte. Qualora siano presenti degli impatti, si passa alla fase 1, nella quale si calcola l'indice IARI e si identifica il corrispondente stato idrologico. La successiva fase 2 è invece finalizzata a un approfondimento del monitoraggio per confermare o meno i risultati della fase 1, nel caso in cui essa sia stata condotta in una situazione di disponibilità limitata di dati (v. sotto).

Nella situazione di completa disponibilità di dati, il calcolo dell'indice IARI viene condotto confrontando 20 anni di osservazioni giornaliere di portata naturale (regime inalterato) con 5 anni di dati attuali (potenzialmente alterati). In tale situazione ottimale di disponibilità di dati (indicata dalle linee guida ISPRA come "disponibilità sufficiente") l'indice IARI considera l'intero insieme delle 32 caratteristiche IHA del deflusso (si veda Richter *et al.*, 1996). In particolare per ciascuno dei 32 indicatori viene definito un punteggio dato dalla seguente formula:

$$p_{i,j} = \begin{cases} 0 & \text{se } XN_{0.25,i} \leq X_{i,j} \leq XN_{0.75,i} \\ \min \left(\left| \frac{X_{i,j} - XN_{0.25,i}}{XN_{0.75,i} - XN_{0.25,i}} \right|, \left| \frac{X_{i,j} - XN_{0.75,i}}{XN_{0.75,i} - XN_{0.25,i}} \right| \right) & \text{se } X_{i,j} < XN_{0.25,i} \text{ o } X_{i,j} > XN_{0.75,i} \end{cases} \quad (1)$$

essendo $XN_{0.25,i}$ e $XN_{0.75,i}$ i quantili 25% e 75% della i -esima caratteristica IHA calcolati sulla serie di deflusso inalterato e $X_{i,j}$ il valore mediano attuale (ultimi 5 anni di deflusso). Ciascun punteggio misura, quindi, per ciascuna caratteristica IHA del deflusso, di quanto la mediana relativa al periodo attuale si colloca al di fuori dall'intervallo inter-quartile, stimato sul periodo inalterato. L'indice IARI in un dato anno j è dato dalla media dei punteggi relativi all'intero insieme delle $M = 32$ caratteristiche IHA del deflusso:

$$IARI_j = \frac{1}{M} \sum_{i=1}^M p_{i,j} \quad (2)$$

Tuttavia, molto spesso si hanno meno dati di quelli corrispondenti alla "disponibilità sufficiente"; in tal caso le linee guida ISPRA indicano altre due situazioni di disponibilità dei dati di deflusso: "scarsa" e "nulla". Difatti il caso più comune, in quanto molte sezioni d'interesse non sono munite di idrometro, è quello di disponibilità "nulla". In questo caso i deflussi naturali possono essere stimati attraverso un modello idrologico di trasformazione afflussi-deflussi (v. paragrafo 3); le linee guida ISPRA prevedono per i casi di disponibilità non sufficiente un'analisi limitata al primo gruppo di parametri IHA, costituito dai 12 valori della portata media mensile, e quindi è possibile utilizzare un modello di stima dei deflussi naturali mensili anziché giornalieri. Relativamente al periodo attuale, la procedura prevede la misurazione "ad hoc" della portata nel giorno di minimo deflusso Q_j^* , che risulta essere in genere vicina al valore medio del medesimo mese (ISPRA, 2011). L'indice IARI è quindi dato da un unico punteggio, calcolato secondo la formula (1), in cui $XN_{0.25}$ e $XN_{0.75}$ sono rispettivamente i quantili 25% e 75% della portata media mensile nel mese di minimo deflusso, mentre $X_{i,j} = Q_j^*$. L'indice IARI viene quindi corretto con un coefficiente dipendente dallo Standardized Precipitation Index (SPI), relativo all'anno corrente (aggregazione a 12 mesi delle piogge), al fine di attenuare gli effetti climatologici particolari dell'anno in corso (ISPRA, 2011). Tale coefficiente è minore di 1 per $SPI > 1$ o $SPI < -1$.

3 APPLICAZIONE

L'applicazione della procedura ISPRA per la valutazione dell'alterazione del regime idrologico, è stata condotta relativamente a 15 bacini della Sicilia sud-orientale (v. figura 1) per un totale di 127 sezioni disposte lungo 80 tratti fluviali. L'area analizzata comprende il bacino del F. Simeto, il più importante dell'isola per estensione e deflussi, nel quale insiste uno dei più complessi sistemi di approvvigionamento idrico della Sicilia. Essendo tutte le 127 sezioni d'interesse non strumentate in un periodo recente, è stata quindi effettuata, a cura dell'Osservatorio delle Acque, una campagna di misurazioni ad hoc della portata nell'estate del 2013, che è andata a buon fine per 107 (84%) sezioni. Per la stima dei deflussi naturali è stato invece calibrato un modello regionale multi-regressivo (Cutore et al., 2007). Nella fattispecie, si è fatto riferimento alla seguente forma parametrica:

$$\hat{Q}(t) = a_1 P^{a_2}(t) T^{a_3}(t) \hat{Q}^{a_4}(t-1) A^{a_5} \left(\frac{25400}{CN} - 254 \right)^{a_6} H^{a_7} \quad (3)$$

in cui P è la precipitazione mensile ragguagliata sul bacino sotteso dalla sezione d'interesse nel mese t , T è la temperatura media mensile, Q è la portata specifica media mensile [mm], A è l'area del bacino, CN è il Curve Number (Soil Conservation Service) e H è la quota media del bacino. La calibrazione del modello è stata effettuata utilizzando i dati storici di portata degli idrometri attivi nell'area analizzata, considerando il periodo di osservazioni antecedente all'entrata in esercizio delle principali opere di regolazione e prelievo a monte (1950-1960). Il modello ha dato luogo a discrete prestazioni, che possono sintetizzarsi nel valore medio (rispetto alle stazioni di calibrazione) dell'efficienza di Nash-Sutcliffe $NS = 0.52$; tali prestazioni possono ritenersi accettabili ai fini di una valutazione preliminare, in quanto, secondo le linee guida ISPRA, nel caso di disponibilità limitata di dati, i risultati devono comunque essere confermati da ulteriori attività monitoraggio (fase 2).

L'espletamento della fase 0, effettuata sulla base di informazioni disponibili da vari rapporti, dati forniti dai Geni Civili e da altri fonti, quali mappe satellitari su internet, ha permesso di individuare le sezioni inalterate per mancanza di evidenti impatti antropici a monte, per le quali non è necessario procedere alle

successive fasi. Il numero delle sezioni inalterate è risultato pari a 40. La valutazione dello IARI, effettuata per le rimanenti 67 sezioni, ha dato luogo ai seguenti risultati: 25 sezioni sono in stato idrologico “elevato” ($IARI \leq 0.05$), 25 in stato “buono” ($0.05 < IARI \leq 0.15$), e 17 in stato “non buono” ($IARI > 0.15$). Come si può vedere dalla distribuzione spaziale delle sezioni e il relativo stato idrologico (figura 1b), la maggior parte dei tratti focali risulta in uno stato “non buono” o “buono”. Relativamente a quest’ultimo caso, come è ovviamente lecito attendersi, si osserva un’alterazione significativa a valle delle principali opere di utilizzazione (v. sezioni 362÷365, relativamente al lago Pozzillo), che successivamente diminuisce a valle della confluenza (v. sezione 347).

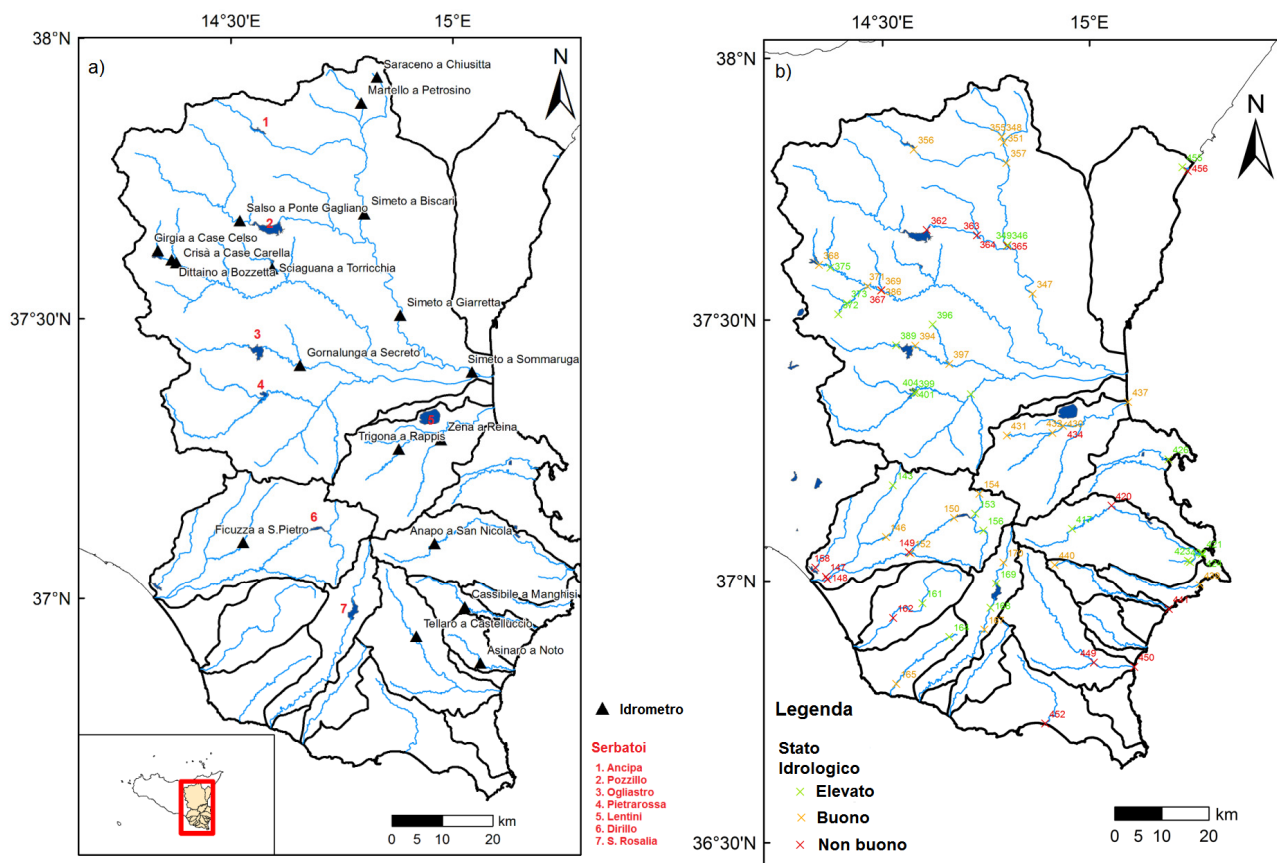


Figura 1. Valutazione dello stato idrologico in Sicilia sud-orientale: a) localizzazione dell’area analizzata (15 bacini), degli idrometri storici utili per la calibrazione del modello di stima delle portate inalterate, nonché dei serbatoi più rilevanti, b) sintesi dei risultati ottenuti sulla valutazione dello stato idrologico attraverso l’indicatore IARI.

4 DISCUSSIONE

Nei casi di limitata disponibilità dei dati, com’è ovvio, la valutazione dello IARI e dell’associato stato idrologico può essere soggetta a margini di errore significativi. Al fine di quantificare preliminarmente l’entità di tali errori, è stata condotta un’analisi relativa a due stazioni idrometriche, per le quali vi è una disponibilità sufficiente di dati, sebbene relativamente a un anno non recente. L’analisi è consistita nell’applicazione delle varie procedure corrispondenti alle disponibilità “sufficiente”, “scarsa” e “nulla”. Per l’idrometro Simeto a Biscari i valori dello IARI corrispondente alle tre procedure sono risultati 0.65, 0.95 e 1.79; per Simeto a Giarretta 1.49, 2.42 e 7.05. Assumendo come valore di riferimento “vero” dello IARI quello relativo alla disponibilità sufficiente, si ottiene in generale una sovrastima dell’alterazione quando i dati sono “nulli” o “scarsi”. Tale risultato può giustificarsi osservando la figura 2, in cui vengono confrontati, alla scala mensile i regimi idrologici inalterati con i regimi attuali, fortemente alterati. Nel caso di Simeto a Biscari si ha una situazione di prelievo della risorsa idrica, mentre nel caso di Simeto a Giarretta, si ha una regolazione dei deflussi che li porta ad essere costanti. I punteggi di alterazione (v. eq. (1)) riportati per ogni mese risultano essere massimi proprio nei mesi di minimo deflusso per entrambe le situazioni, il che spiega il perché con la procedura “dati nulli” si hanno risultati fortemente a favore di sicurezza. Si può

comunque affermare che presumibilmente l'alterazione per Simeto a Biscari ha un maggior impatto sull'ecosistema rispetto a Simeto a Giarretta, sebbene l'indice IARI indichi il contrario. Infatti nel primo caso si può avere un danno su gran parte delle specie fluviali, mentre nel secondo caso l'eccessiva regolarità del deflusso può comportare una riduzione della biodiversità.

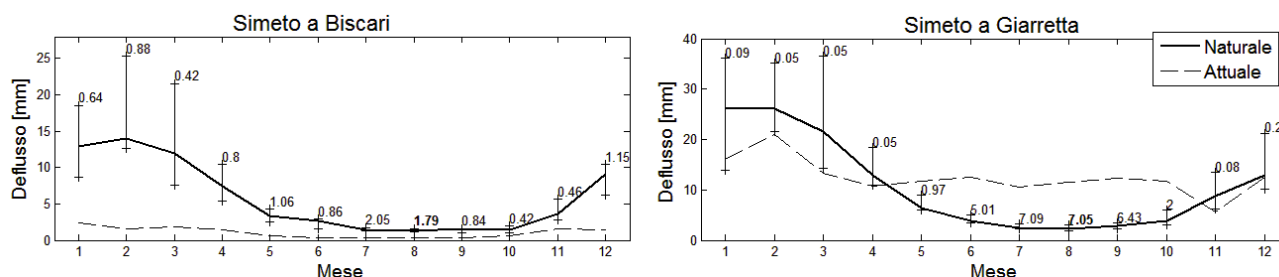


Figura 2. Variabilità mensile dei deflussi inalterati e alterati relativi alle serie misurate in corrispondenza delle stazioni idrometriche di Simeto a Biscari e Simeto a Giarretta. I valori riportati per ogni mese rappresentano i punteggi di alterazione, calcolati secondo la formula (1).

5 CONCLUSIONI

La valutazione quantitativa dell'alterazione del regime idrologico, prevista dalla Direttiva Quadro Europea 2000/60, è importante per la salvaguardia degli ecosistemi fluviali e ripariali. La procedura ISPRA presenta il vantaggio di contemplare in modo sistematico le diverse situazioni di disponibilità di dati, che rappresentano uno dei principali ostacoli nel calcolo degli indicatori di alterazione basati sul confronto delle caratteristiche del deflusso attuali e storiche inalterate. Un altro aspetto positivo è legato al fatto che nel caso di limitata disponibilità di dati, la procedura ISPRA tende a fornire una valutazione cautelativa dello stato idrologico del corso d'acqua (sovrastima dello IARI).

Fra le difficoltà che si incontrano nella valutazione dell'alterazione idrologica, vi è quella dell'individuazione di serie di portata che possano definirsi totalmente inalterate (*natural flows*), considerato che l'uomo ha da sempre interagito con i corsi d'acqua. Una soluzione pratica al problema potrebbe essere la calibrazione di un modello multi-regressivo per la stima dei deflussi alterati con variabili esplicative legate agli impatti antropici (e.g. superficie urbanizzata, volumi totali immagazzinati in serbatoi artificiali, ecc), che annullate permetterebbero di stimare i deflussi inalterati (Homa *et al.*, 2013). Un ulteriore aspetto che potrebbe essere considerato è la possibilità di ridurre significativamente il numero di parametri IHA da considerare, attraverso l'analisi delle componenti principali (PCA), che sfrutta la correlazione tra le medesime variabili (Gao *et al.*, 2009). Riguardo la procedura dati "nulli" si può osservare che ai fini del calcolo dello IARI sarebbe sufficiente sviluppare un modello per la stima dei quartili dei deflussi inalterati, anziché un modello dei deflussi mensili. Le analisi condotte evidenziano che, ai fini di una appropriata valutazione dello stato idrologico, sarebbe opportuno tener in conto le non-linearità della risposta ecologica del corso d'acqua; in particolare, sarebbe opportuno specificare il segno dell'alterazione, considerato che la risposta dell'ecosistema fluviale è in generale asimmetrica rispetto ad uno IARI pari a zero.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Acreman, M. & Dunbar, M. Defining environmental river flow requirements - a review, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2004, 8(5), 861–876.
- Cutore, P., Cristaudo, G., Campisano, A., Modica, C., Cancelliere, A. & Rossi, G. Regional models for the estimation of streamflow series in ungauged basins, *Water Resources Management*, 2007, 21(5), 789–800.
- Gao, Y., Vogel, R., Kroll, C., Poff, N. & Olden, J. Development of representative indicators of hydrologic alteration, *Journal of Hydrology*, 2009, 374(1-2), 136–147.
- Homa, E., Brown, C., McGarigal, K., Compton, B. & Jackson, S. Estimating hydrologic alteration from basin characteristics in Massachusetts. *Journal of Hydrology*, 2013, 503, 196–208.
- ISPRA, Implementazione della Direttiva 2000/60/CE. Analisi e valutazione degli aspetti idromorfologici. Versione 1.1, ISPRA, Roma, 2011.
- Richter, B., Baumgartner, J., Wigington, R. & Braum, D. How much water does a river need? *Freshwater Biology*, 1997, 37(1), 231–249.
- Richter, B.D., Baumgartner, J.V., Powell, J. & Braun, D.P. A Method for Assessing Hydrologic Alteration within Ecosystems. *Conservation Biology*, 1996, 10(4), 1163–1174.

VARIATIONAL ASSIMILATION OF MULTIPLE RIVER FLOW DATA IN OPERATIONAL FLOOD FORECASTING

Giulia Ercolani¹ & Fabio Castelli¹

(1) Department of Civil and Environmental Engineering, University of Florence

KEY POINTS:

- An adjoint/variational scheme is developed to assimilate streamflow observations at multiple locations in the distributed hydrologic model MOBIDIC, that is operationally employed.
- The assimilation system is tested through several hindcast experiments in the Arno river basin, including both high flow events and false alarms.
- Flood forecasting skill significantly improves. Skill dependence on forecast lead-time is clearly quantified.

1 INTRODUCTION

Improving flood forecasting is of major interest in operational hydrology. To this aim, data assimilation is recognized to be a powerful tool, although an effective transition of research advances into operational forecasting systems is still sought (Liu *et al.*, 2012). Currently, data assimilation is employed with lumped operational hydrologic models, while it is rarely used with distributed codes. The large dimensionality of the inverse problem, the complex topology of domains such as surface drainage and river network, as well as model governed by different equations with a non-linear and discontinuous structure, are issues that must be addressed in order to successfully employ data assimilation in distributed hydrologic modeling (e.g. Clark *et al.*, 2008; Komma *et al.*, 2008; Lee *et al.*, 2012). This work presents variational assimilation of flow data at multiple locations in a distributed hydrologic model that is part of the operational forecasting chain for the Arno river, in central Italy. We quantify the enhancement of flood predictions in order to assess the efficacy of the developed assimilation system. We show results from several hindcast experiments in the Arno basin.

2 THE HYDROLOGIC MODEL MOBIDIC

MOBIDIC (MOdello di Bilancio Idrologico DIstribuito e Continuo) is a physically-based distributed hydrologic model. Peculiar characteristics of MOBIDIC are a coupled mass and energy balance at the surface, and a computationally efficient representation of soil moisture dynamics (Castillo *et al.*, 2015). Groundwater dynamics may be modeled through 2-D Dupuit approximation or as a linear reservoir (method employed in the present work). Three options are available for flow routing through the network, i.e. the lag approach, the Muskingum-Cunge method and the cascade of liner reservoirs. MOBIDIC runs operatively at the hydrologic service of Tuscany region (Servizio Idrologico Regionale, Regione Toscana) for floods forecasting and water resources management purposes. Details about equations and assumptions can be found in Campo *et al.* (2006), Castelli *et al.* (2009), Yang *et al.* (2014a, b) and Castillo *et al.* (2015).

3 THE ASSIMILATION SCHEME

For the assimilation system the variational approach has been selected, since it requires less restrictive hypothesis than Kalman and Montecarlo filters and smoothers. The payback is the need for an adjoint model, that is challenging to derive for distributed hydrologic models. The adjoint model of flow routing has been developed for the method of linear reservoirs in cascade, which represents the optimal compromise between complexity and representativeness of the physical process. Hence, the routing is driven by:

$$\frac{d\mathbf{Q}}{dt} = \mathbf{A}(\mathbf{q}_L + \mathbf{U}\mathbf{Q} - \mathbf{Q}) = \mathbf{F}(\mathbf{A}, \mathbf{Q}, \mathbf{q}_L) \quad (1)$$

where, considering a network composed by n reaches, $\mathbf{Q} \in \mathbb{R}^n$ are the discharges exiting each reach, $\mathbf{q}_L \in \mathbb{R}^n$ are the lateral inflows (surface runoff plus groundwater flow), and $\mathbf{A} \in \mathbb{R}^{n \times n}$ is a diagonal matrix with the

inverse of the characteristic time of each river on the diagonal. Lastly, $\mathbf{U} \in \mathbb{R}^{n \times n}$ is a binary matrix accounting for network topology. Following a classical variational approach (Castelli *et al.*, 1999; Caparrini *et al.*, 2004), the assimilation scheme provides optimal estimates of discharge initial condition and input by minimizing a penalty functional J . It contains squared errors between states predictions and observations and between current and previous values of the quantities to optimize. The physical constraint is imposed by adjoining equation (1) to J through a vector of Lagrange multipliers $\lambda \in \mathbb{R}^n$.

$$J = \frac{1}{t_1 - t_0} \int_{t_0}^{t_1} \left[(\mathbf{Q} - \mathbf{Q}^{obs})^T \frac{\mathbf{K}_Q}{2} (\mathbf{Q} - \mathbf{Q}^{obs}) \right] dt + \left[(\mathbf{Q} - \mathbf{Q}^{obs})^T \frac{\mathbf{K}_Q}{2} (\mathbf{Q} - \mathbf{Q}^{obs}) \right]_{t_1} \\ + (\mathbf{Q}_0 - \mathbf{Q}_0')^T \frac{\mathbf{K}_{Q0}}{2} (\mathbf{Q}_0 - \mathbf{Q}_0') + \frac{1}{t_1 - t_0} \int_{t_0}^{t_1} \left[(\mathbf{q}_L - \mathbf{q}_L')^T \frac{\mathbf{K}_{qL}}{2} (\mathbf{q}_L - \mathbf{q}_L') \right] dt \quad (2) \\ + \int_{t_0}^{t_1} \lambda^T \left[\frac{d\mathbf{Q}}{dt} - \mathbf{F}(\mathbf{A}, \mathbf{Q}, \mathbf{q}_L) \right] dt$$

where \mathbf{K}_Q , \mathbf{K}_{Q0} , $\mathbf{K}_{qL} \in \mathbb{R}^{n \times n}$ are weighting factors applied to the various terms composing J , $\mathbf{Q}^{obs} \in \mathbb{R}^n$ are the observed discharges available inside the assimilation window $[t_0, t_1]$ and the sign prime indicates the previous value of the quantity. J is minimized if its first variation δJ vanishes, condition that, after some computations, leads to a system of ordinary differential equations that describes the time evolution of Lagrange multipliers. Furthermore, a terminal condition for the backward integration of the adjoint model and update equations for initial streamflow \mathbf{Q}_0 and lateral input \mathbf{q}_L that depends on λ are obtained. The optimal estimate of \mathbf{Q}_0 and \mathbf{q}_L is obtained through an iterative procedure constituted by subsequent integrations of forward and adjoint model and corresponding updates. Iterations are interrupted when updates become negligible. To note that the corrections evaluated at discharge measurement stations spread upstream thanks to the coupling between equations of flow channel routing (see eq. (1)).

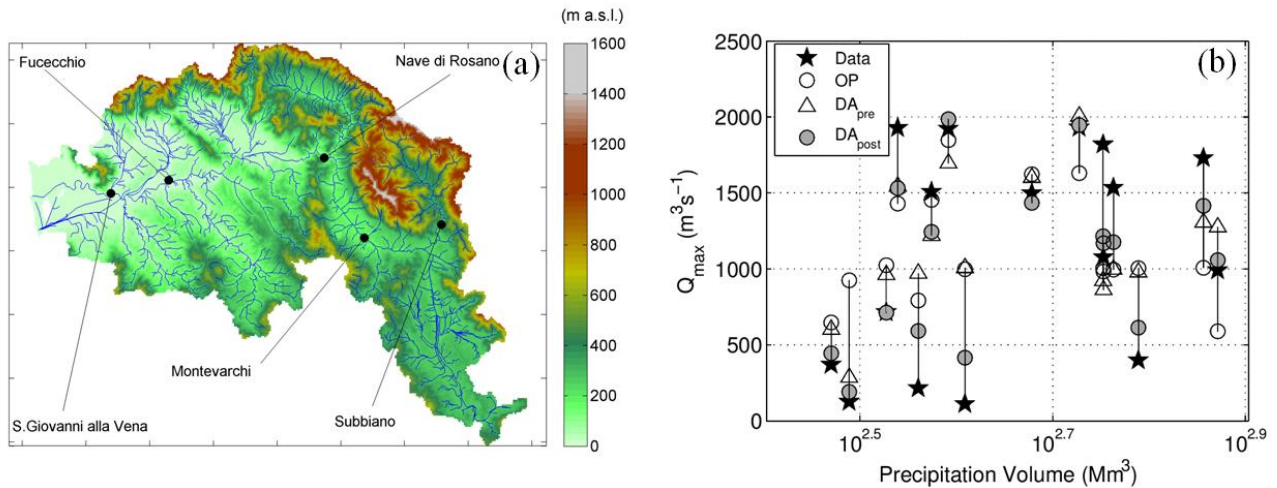


Figure 1. Panel (a) shows DEM and river network of Arno basin used in the simulations. Black circles indicate the available measurement stations of streamflow. Panel (b) reports flow peak versus precipitation volume at S. Giovanni alla Vena station. Observations and open loop are black stars and white circles respectively. Predictions from data assimilation are white triangles/gray circles in case peaks at upstream locations are included/not included in the assimilation window.

Since our aim is to improve both flow routing and runoff formation processes, the equations driving these latter should be included in the derivation of the adjoint model. However, it would be an extremely challenging task, mainly because of the threshold processes that characterize soil moisture dynamics. Therefore, we employ a mixed variational-Montecarlo approach. First, through the flow routing adjoint model, we estimate the optimal temporal evolution of lateral inflow \mathbf{q}_L . Then, on its basis, we infer key variables that determine runoff formation through a parsimonious Montecarlo approach. As key variables,

we selected initial condition of water content in capillary soil and rainfall intermittence, that is represented by the parameter f_0 (frequency of no-rainfall during a certain time step, see *Castelli (1996)*). An ensemble covering the extent of the assimilation window is generated for \mathbf{q}_L by reasonably varying initial soil moisture and f_0 . Both initial capillary water and f_0 are maintained spatially homogeneous, and hence the size of the ensemble remains small (typically around 100 realizations). At each iteration of the assimilation procedure, the realization with the minimum distance from the desired trajectory of \mathbf{q}_L is selected for any single reach, and the corresponding initial capillary water and f_0 are adopted for the contributing cells. Hence, a spatially distributed estimate of both quantities is obtained.

4 APPLICATION: FLOOD FORECASTING IN THE ARNO RIVER BASIN

The assimilation scheme is tested in the Arno river basin, central Italy. The basin extends over about 8300 km². Figure 1, panel (a), shows Digital Elevation Model, river network and flow measurement stations employed in this work. Flood forecasting is a relevant issue in Arno basin, since Arno passes through major Tuscan cities, as Florence and Pisa. The performances of the assimilation system are assessed through several hindcast experiments that include both high flow and false alarm (high rainfall but low flows) events in the period 2009-2014. Simulations are run with the spatial and temporal resolutions that are employed operationally, i.e. 500 m and 15 minutes. Flow observations are available with a temporal resolution of 15 minutes and sequential assimilations are realized on windows of 6 hours. The evaluation is performed mainly in terms of flow peak prediction accuracy, since it is one of the most important skills for floods early warning.

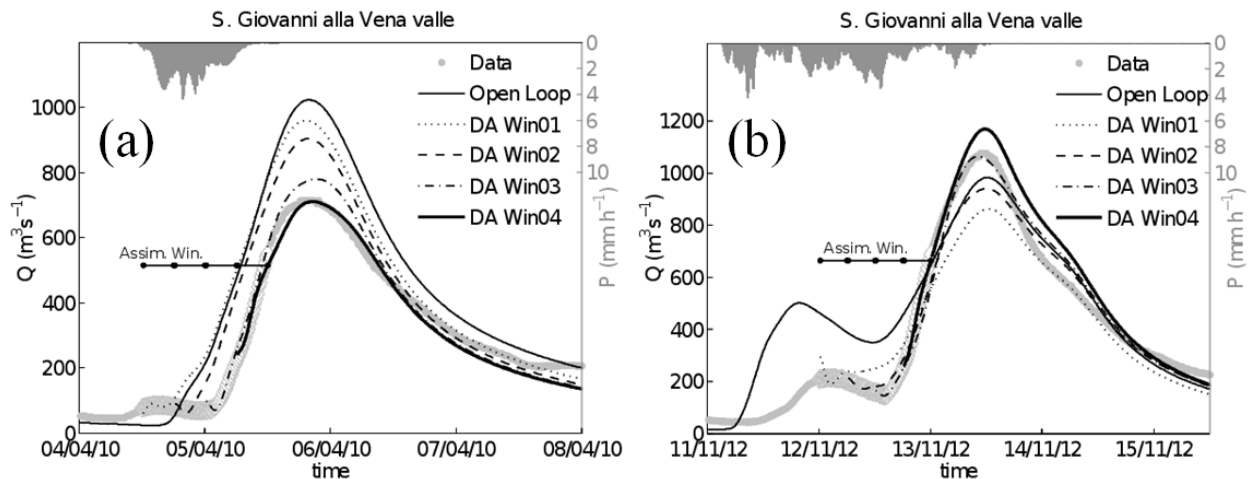


Figure 2. Hydrographs at S. Giovanni alla Vena measurement station for 2 of the examined events. Panel (a) shows the false alarm event of 06/04/2010 and panel (b) the high flow event of 13/11/2012.

4.1 Results

The assimilation system provides, for each assimilation window, analysis of initial discharge in the river network and capillary water in soil, as well as the optimal estimate of the parameter f_0 . These estimates are then used to run prediction simulations. For the evaluation of the performances we focus on results at S. Giovanni alla Vena, that is the closest station to the outlet and can be considered representative of the overall functioning of the scheme.

Figure 1, panel (b), summarizes the results obtained for the 16 examined events. Peak flows at S. Giovanni alla Vena are plotted against the corresponding total volume of rainfall. Observations and open loop are marked with black stars and white circles respectively. Forecasts from data assimilation are white triangles and gray circles. These latter correspond to the last assimilation window, that includes observed peaks at the upstream locations (Subbiano and Montevarchi, and in some cases also Nave di Rosano), while gray circles are from an antecedent window. The general behavior is, as desired, of enhanced flow peak

predictions from data assimilation in respect to open loop. Gray circles show a remarkable better adherence to observations than white triangles, suggesting that the gain increases significantly when upstream peaks are included in the assimilation window. However, in some experiments data assimilation has a slightly negative impact on predictions. This occurs when open loop is already very close to the observations.

To give further insight, hydrographs at S. Giovanni alla Vena for 2 events are reported in Figure 2. They are characterized by different levels of performance. In the false alarm event of 06/04/2010 (panel (a)), forecasts progressively improve as the assimilation window advances in time. Predictions corresponding to the last window match observations almost perfectly. Conversely, in the flood event of 13/11/2012 (panel (b)), data assimilation initially reduces the adherence of the forecasted hydrograph to observations, especially in terms of peak flow. The reason is that assimilation attempts to lower streamflow, that in open loop is significantly overestimated during the first window. Improvements are obtained in the 3rd step, whose window corresponds to the actual beginning of the event rising limb. It results into an excellent reproduction of data, that is slightly deteriorated by the subsequent assimilation. The final predicted peak is affected by an error almost equivalent to that of the open loop (about 8.4%), although overestimation instead of underestimation.

5 CONCLUSIONS

This work presents variational assimilation of flow data at multiple locations in the distributed hydrologic model MOBIDIC. The developed assimilation system can considerably improve flood forecasts and reduce false alarms, especially when the assimilation window includes peak flows at upstream locations. Some negative impacts on predictions are observed in case open loop results are already very close to measurements, suggesting that the obtainable gain is limited by the structure of the hydrologic model and flow data errors.

REFERENCES

- Campo, L., Caparrini, F. & Castelli, F. Use of multi-platform, multi-temporal remote-sensing data for calibration of a distributed hydrological model: an application in the Arno basin, Italy, *Hydrological Processes*, 2006, 20, 2693-2712.
- Caparrini, F., Castelli, F. & Entekhabi, D. Estimation of surface turbulent fluxes through assimilation of radiometric surface temperature sequences, 2004, 5, 145-159.
- Castelli, F. A simplified stochastic model for infiltration into a heterogeneous soil forced by random precipitation, *Advances in Water Resources*, 1996, 19, 133-144.
- Castelli, F., Entekhabi, D. & Caporali, E. Estimation of surface heat flux and an index of soil moisture using adjoint-state surface energy balance, *Water Resources Research*, 1999, 35, 3115-3125.
- Castelli, F., Menduni, G. & Mazzanti, B. A distributed package for sustainable water management: a case study in the Arno basin, *IAHS Publications*, 2009, 327, 52-61.
- Castillo, A., Castelli, F. & Entekhabi, D. Gravitational and capillary soil moisture dynamics for distributed hydrologic models, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2015, 19, 1857-1869.
- Clark, M.P., Rupp, D.E., Woods, R.A., Zheng, X., Ibbitt, R.P., Slater, A.G., Schmidt, J. & Uddstrom, M.J. Hydrological data assimilation with the ensemble Kalman filter: use of streamflow observations to update states in a distributed hydrological model, *Advances in Water Resources*, 2008, 31, 1309-1324.
- Komma, J., Blöschl, G. & Reszler, C. Soil moisture updating by Ensemble Kalman Filtering in real-time flood forecasting, *Journal of Hydrology*, 2008, 357, 228-242.
- Lee, H., Seo, D.-J., Liu, Y., Koren, V., McKee, P. & Corby, R. Variational assimilation of streamflow into operational distributed hydrologic models: effect of spatiotemporal scale of adjustment, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2012, 16, 2233-2251.
- Liu, Y., Weerts, A., Clark, M., Hendricks Frassen, H., Kumar, S., Moradkhani, H., Seo, D., Schwanenberg, D., Smith, P., Van Dijk, A.I.J.M., Van Velzen, N., He, M., Lee, H., Noh, S.J., Rakovec, O. & Restrepo, P. Advancing data assimilation in operational hydrologic forecasting: processes, challenges, and emerging opportunities, *Hydrology and Earth System Sciences*, 16, 3863-3887.
- Yang, J., Castelli, F. & Chen, Y. Multiobjective sensitivity analysis and optimization of distributed hydrologic model MOBIDIC, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2014a, 18, 4101-4112.
- Yang, J., Entekhabi, D., Castelli, F. & Chua, Y. Hydrologic response of a tropical watershed to urbanization, *Journal of Hydrology*, 2014b, 517, 538-546.

LE VALUTAZIONI GEOMORFOLOGICHE SONO NECESSARIE PER LA MAPPATURA DEL RISCHIO ALLUVIONALE

Francesco Comiti¹, Marco Borga², Martina Bussettini³, Lorenzo Marchi⁴, Massimo Rinaldi⁵, Nicola Surian⁶

(1) Facoltà di Scienze e Tecnologie, Libera Università di Bolzano; (2) Dipartimento Territorio e Sistemi Agro-forestali, Università di Padova; (3) Dipartimento Tutela Acque Interne e Marine, Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale; (4) CNR – IRPI; (5) Dipartimento di Scienze della Terra, Università di Firenze; (6) Dipartimento di Geoscienze, Università di Padova

ASPETTI CHIAVE

- I fenomeni di piena eccezionale in Italia sono quasi sempre accompagnati da notevole trasporto di sedimento grossolano e di materiale legnoso che modificano la geometria degli alvei e creano occlusioni
- Una pianificazione territoriale basata unicamente sui risultati di modellazioni idrauliche è nella maggior parte dei casi non adeguata ai fenomeni che realmente accadono durante eventi estremi
- Le valutazioni geomorfologiche permettono la definizione di scenari di evento più aderenti alla realtà e che possono essere analizzati successivamente tramite modelli numerici

1 INTRODUZIONE

Nel territorio italiano, prevalentemente di natura montana o collinare, gli eventi di piena di elevata intensità (e quindi con bassa frequenza di accadimento) sono spesso accompagnati da intenso trasporto solido al fondo grossolano e da ingente trasporto di materiale legnoso. Questo deriva o dall'elevato confinamento degli alvei – che determina un forte accoppiamento tra processi di instabilità di versante e reticolo idrografico – o dalla presenza all'interno dei corridoi fluviali di sedimenti facilmente erodibili (derivanti dalle pendenze generalmente sostenute delle aste fluviali), o dalla combinazione di entrambe le condizioni. Negli alvei a maggior pendenza (circa >10%) si osserva poi il verificarsi di processi di “piena di detrito” (*debris floods*) e di colata detritica (*debris flow*), che sono per definizione caratterizzati da elevata concentrazione solida ed inglobano spesso sedimenti ed elementi legnosi di grandi dimensioni. Quale che sia la modalità di trasporto (al fondo, piena di detrito, colata), tali processi durante l'evento determinano frequentemente delle modifiche sostanziali alla geometria degli alvei sia in senso verticale (incisione/deposito) che planimetrico (erosioni spondali localizzati ed allargamenti generalizzati, Fig. 1), arrivando talvolta a causare vere e proprie avulsioni del corso d'acqua. A ciò si aggiunge poi l'elevata probabilità che si verifichino occlusioni di ponti ed altre opere idrauliche da parte del materiale legnoso di maggiori dimensioni (Comiti *et al.*, 2016a, Fig. 1), con la conseguente profonda alterazione delle condizioni di deflusso locale. Ma anche in corsi d'acqua a minor pendenza gli eventi eccezionali sono accompagnati da dinamiche non solamente idrauliche. Si pensi all'enorme importanza del collasso di rilevati arginali, il quale ha determinato spesso l'inondazione di vasti territori ritenuti non soggetti a pericolosità idraulica. In sostanza, si può quindi affermare che i fenomeni che vengono classificati per semplicità come “rischio residuo” nella fase pianificatoria, essenzialmente perché non sono esauriti dall'analisi e modellazione idraulica, sono quelli che nella realtà molto spesso avvengono – e sono sempre avvenuti – durante gli eventi di elevata intensità, come descritto nella sezione successiva.

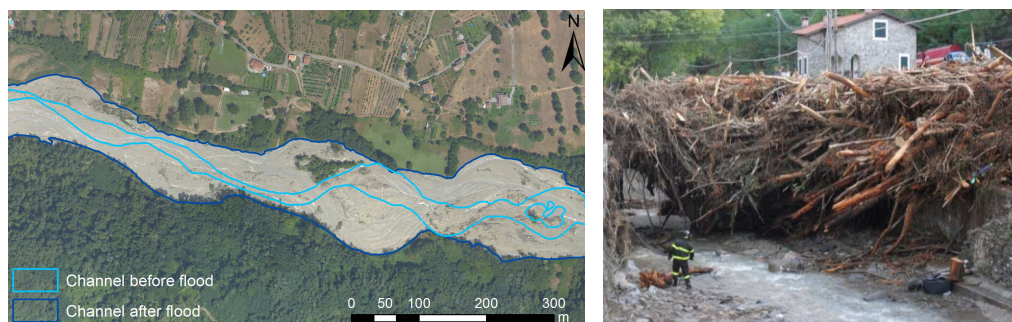


Figura 1. Allargamento d'alveo nel T. Mangiola (bacino F. Magra, a sinistra, Comiti *et al.*, 2016b) ed accumulo di materiale legnoso presso Casale di Pignone (bacino F. Vara, foto Provincia di La Spezia) durante l'evento del 25 Ottobre 2011.

2 DOCUMENTAZIONE DEI PROCESSI IDROLOGICI E GEOMORFOLOGICI DI EVENTI ALLUVIONALI ESTREMI

Attività di documentazione post-piena furono sviluppate negli anni 2007-2009 dal CNR IRPI e dal Dip. TESAF dell'Università di Padova nell'ambito del progetto europeo "HYDRATE", con la finalità principale di ricostruire la genesi e gli effetti degli eventi di piena improvvisa di maggiore intensità, sia in Italia che in altri Paesi Europei (Marchi *et al.*, 2010). Oltre a raccogliere dati su portata e potenza unitaria di picco in diversi punti del reticolo idrografico non coperti da stazioni di monitoraggio (tipicamente lungo i corsi d'acqua minori, Marchi *et al.*, 2015), la documentazione ha permesso di ricostruire i processi idrologici dominanti durante tali eventi. Con le campagne relative agli eventi dell'Ottobre 2011 nei bacini dei Fiumi Magra e Vara, e con la partecipazione del Dip. di Geoscienze dell'Università di Padova, della Facoltà di Scienze e Tecnologie della Libera Università di Bolzano, del Dip. di Ingegneria Civile ed Ambientale dell'Università di Firenze, l'obiettivo dell'attività di documentazione è stato esteso alla quantificazione delle variazioni morfologiche occorse durante gli eventi ed alla valutazione della dinamica del materiale legnoso. I risultati del lavoro di documentazione hanno permesso inoltre di evidenziare i limiti della mappatura della pericolosità idraulica condotta secondo la corrente "regola d'arte" ingegneristica, i quali sono dovuti a variazioni non previste del contorno fisico dell'alveo e del verificarsi di occlusioni presso ponti da parte di materiale legnoso di grandi dimensioni.

L'evento alluvionale del 25 Ottobre 2011 avvenuto nei bacini dei fiumi Magra e Vara – caratterizzato da tempi di ritorno variabili nelle diverse aste e stimati tra 100 e 300 anni – è stato quello analizzato finora più in dettaglio dal punto di vista morfologico (Nardi & Rinaldi, 2015; Surian *et al.*, 2016) e della dinamica del materiale legnoso (Lucía *et al.*, 2015), ed ha fornito l'occasione per concettualizzare l'approccio multi-scala ideale dei rilievi post-evento (Rinaldi *et al.*, 2016). In tale approccio la modellazione idrologica ed idraulica (basata su dati meteo raccolti tramite radar e rete pluviometrica) si integra allo studio delle variazioni morfologiche degli alvei e dei volumi legnosi trasportati, tramite immagini telerilevate (in ambiente GIS) e rilievi di campo, sia topografici che prettamente di natura geomorfologica e sedimentologica (Fig. 2).

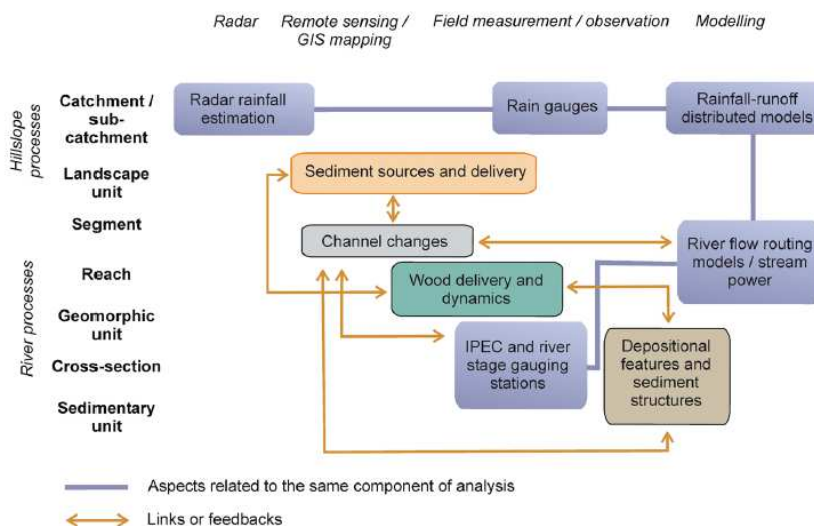


Figura 2. Schema riassuntivo sulle attività condotte alle diverse scale durante l'evento alluvionale dell'Ottobre 2011 nei bacini dei fiumi Magra e Vara (Rinaldi *et al.*, 2016). L'acronimo IPEC significa "intensive post-event campaigns".

La caratteristica più eclatante dell'evento del 2011 è stata l'entità degli allargamenti subito dagli alvei, i quali sono arrivati ad occupare in molti casi l'intera pianura alluvionale disponibile, e ad erodere anche i versanti adiacenti (Fig. 3). Tali variazioni sono del resto state osservate anche in eventi successivi di "flash flood" aventi tempi di ritorno stimati almeno centenari, quali ad esempio la piena del 18 novembre 2013 in Sardegna e quella del 13-14 settembre 2015 nei bacini dei fiumi Trebbia e Nure (anche se qui con entità lievemente minori).

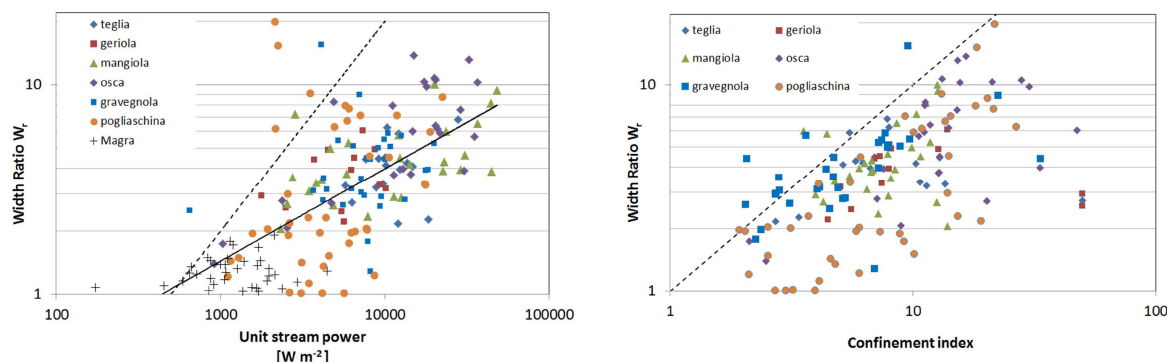


Figura 3. Rapporto (W_r), calcolato a scala di tratto, fra la larghezza dell'alveo dopo e prima dell'evento per diversi corsi d'acqua dei bacini dei fiumi Magra e Vara a seguito dell'evento del 25 Ottobre 2011, relazionati alla potenza unitaria massima della corrente (a sinistra) ed all'indice di confinamento (a destra). Le linee tratteggiate rappresentano le curve di inviluppo (Comiti et al., 2016b). La linea continua nel grafico a sinistra rappresenta invece la curva di potenza che interpola tutti i dati.

3 NUOVI APPROCCI PER VALUTARE LA PERICOLOSITÀ IDRAULICA E GEOMORFOLOGICA

La modellazione numerica idrodinamica permette di determinare accuratamente le variabili idrauliche di interesse (tiranti, velocità) una volta che siano stati definiti l'idrogramma di piena per un dato tempo di ritorno e le condizioni iniziali al contorno (p.e. geometria del corridoio fluviale e portate solide in ingresso da monte e dai tributari). Le incertezze associate alla modellazione idrologica di eventi estremi sono ormai ben riconosciute (p.e. Merz & Thielen, 2005), e lo sono forse ancora di più in questo periodo che sembra essere soggetto a repentine variazioni climatiche, a prescindere dalla loro origine. Soltanto recentemente si è pienamente realizzato quanto rilevante sia l'incertezza insita nell'assunzione delle condizioni al contorno nella mappatura della pericolosità idraulica, e come sia necessario utilizzare mappe di pericolosità di natura probabilistica. Ad esempio, l'effetto delle occlusioni dei ponti da parte di materiale legnoso è stato oggetto di uno studio specifico relativo alla città di Brunico, in Alto Adige (Mazzorana et al., 2011). Si è quindi arrivati a comprendere come si debbano definire in maniera coerente diversi "scenari di evento" (Mazzorana et al., 2012), ciascuno avente una sua probabilità di accadimento che è diversa da quella strettamente idrologica associata al verificarsi di una precipitazione di una certa intensità. L'insieme degli scenari di evento più rappresentativi devono essere poi modellati tramite gli strumenti numerici (idro/morfodinamici), e la probabilità "reale" associata ad un certo livello di inondazione deriverà dalla combinazione tra la probabilità "idrologica" e quella attribuita allo scenario analizzato. E' importante evidenziare come il piano del pericolo idraulico dei comuni della Bassa Atesina nella Provincia Autonoma di Bolzano sia stato redatto seguendo tale approccio applicato alle rotte arginali.

Più complesso appare attribuire delle probabilità a scenari di evento in corsi d'acqua confinati e semi-confinati, spesso ad alta energia, dove: i) le instabilità di versante e la loro interazione con gli alvei sono difficilmente prevedibili; ii) i tassi di trasporto solido al fondo possono variare di molti ordini di grandezza a seguito di forte alimentazione solida dai versanti o dai tributari; iii) le caratteristiche di erodibilità dell'alveo e delle sponde sono scarsamente o per nulla conosciute. L'utilizzo di modelli morfodinamici – per quanto sofisticati e fisicamente basati – in tali situazioni non risolve il problema, in quanto è proprio la variabilità delle condizioni al contorno durante l'evento (*in primis* di portata solida in ingresso al tratto) ad essere incerta. A ciò si aggiunge il fatto che la modellazione dei processi di erosione spondale è ancora del tutto insoddisfacente (Church & Ferguson, 2015). E' evidente quindi come sia necessario riconoscere i limiti di quanto da noi conosciuto o conoscibile, ed affiancare alla strumento deterministico (modello numerico) valutazioni più semplificate – ma pur sempre razionali – di natura empirico-concettuale proprie delle discipline geomorfologiche. Infatti, uno studio dettagliato delle potenziali aree sorgenti di sedimento, di materiale legnoso e della loro connettività alla (e lungo la) rete idrografica, unitamente all'interpretazione dei *pattern* morfologici locali, permette di valutare l'entità delle variazioni morfologiche da attendersi durante un evento alluvionale (Surian et al., 2016), e quindi di guidare ed integrare la modellazione numerica "tradizionale".

Al fine di introdurre nello prassi pianificatoria italiana il concetto di scenari di evento, all'interno della metodologia "IDRAIM" (Rinaldi *et al.*, 2014) sono stati proposti gli strumenti denominati "Classificazione della Dinamica da Evento" (CDE) e "Fasce di Dinamica Morfologica" (FDM). Scopo della CDE è di identificare i tratti dove i processi di variazione del contorno fisico dell'alveo sono più rilevanti, al fine di eseguire modellazioni numeriche più aderenti alla realtà e di valutarne criticamente i risultati. La classificazione della dinamica di evento viene determinata tramite una procedura guidata che consta di due fasi: i) valutazione delle variazioni morfologiche attese durante l'evento; ii) valutazione della probabilità che si verifichino occlusioni in corrispondenza di sezioni critiche. L'analisi condotta con la CDE porta ad identificare gli scenari di evento più probabili (p.e. sbarramenti da frana, avulsioni, occlusioni). Le fasce di dinamica morfologica (FDM) corrispondono a diverse area legate alla dinamica di un corso d'acqua, ed in IDRAIM sono definite 3 fasce (A, B e C) con estensione crescente da A a C. La fascia C comprende porzioni del territorio che hanno una bassa probabilità di essere riattivate nel medio termine, ma che possono essere riattivate in seguito ad eventi estremi (con tempo di ritorno > 100 anni) oppure per una progressiva migrazione dell'alveo. Per delimitare le fasce si prendono in considerazione i seguenti aspetti del corso d'acqua: a) evoluzione storica; b) erosione potenziale; c) elementi naturali di confinamento; d) opere di difesa. A tale scopo, i rapporti di allargamento osservati durante eventi estremi (Fig. 3) sono di grande utilità.

4 CONCLUSIONI

Riteniamo sia giunto il tempo in Italia di abbandonare la presunzione di poter modellare deterministicamente *ex ante* la dinamica di eventi alluvionali che per loro natura presentano processi altamente stocastici e di difficile previsione, come dimostrato innumerevoli volte dagli eventi osservati nel nostro territorio. Nella redazione delle mappe di pericolosità idraulica appare chiara la necessità di anteporre temporalmente le valutazioni geomorfologiche alle simulazioni numeriche idro/morfodinamiche, operando in maniera fortemente interdisciplinare, e di eseguire le necessarie simulazioni sulla base di diversi scenari di evento da determinarsi tramite l'analisi geomorfologica. Le mappe di pericolosità non possono inoltre limitarsi agli aspetti idraulici (fenomeni di esondazione) ma devono considerare i processi legati alla dinamica d'alveo (erosioni spondali, avulsioni), ovvero la pericolosità geomorfologica del corso d'acqua.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Comiti, F., Lucia, A. & Rickenmann D. Large wood recruitment and transport during large floods: a review. *Geomorphology*, 2016 (in stampa).
- Comiti, F., Righini, M., Nardi, L., Lucia, A., Amponsah, W., Cavalli, M., Surian, N., Marchi, L., Rinaldi, M., & Borga, M., 2016. Channel widening during extreme floods: how to integrate it within river corridor planning ? *Proc. 13th Interpraevent congress*.
- Church, M., & Ferguson, R.I. Morphodynamics: Rivers beyond steady state, *Water Resour. Res.*, 51, 1883–1897, 2015.
- Lucía, A., Comiti, F., Borga, M., Cavalli, M., & Marchi, L. Dynamics of large wood during a flash flood in two mountain catchments. *Natural Hazards and Earth System Sciences Discussion*, 3, 1643-1680, 2015.
- Marchi, L., Borga, M., Preciso, E., & Gaume, E. Characterisation of selected extreme flash floods in Europe and implications for flood risk management. *J. Hydrol.*, 394, 118–133, 2010.
- Marchi, L., Cavalli, M., Amponsah, W., Borga, M., & Crema, S. Upper limits of flash flood stream power in Europe. *Geomorphology*, 2015 (in stampa) doi:10.1016/j.geomorph.2015.11.005
- Mazzorana, B., Comiti, F., Volcan, C., & Scherer, C. Determining flood hazard patterns through a combined stochastic–deterministic approach. *Natural Hazards*, 59, 301-316, 2011.
- Mazzorana, B., Comiti, F., Scherer, C., & Fuchs, S. Developing consistent scenarios to assess flood hazards in mountain streams. *Journal of Environmental Management*; 94 (1), 112-124, 2012.
- Merz, B., & Thielen, A. H. Separating natural and epistemic uncertainty in flood frequency analysis, *J. Hydrol.*, 309, 114–132, 2005.
- Nardi, L., & Rinaldi, M. Spatio-temporal patterns of channel changes in response to a major flood event: the case of the Magra River (central – northern Italy). *Earth Surf Proc Land*, 40, 326-339, 2015.
- Rinaldi, M., Surian, N., Comiti, F., & Bussetini, M. IDRAIM – Sistema di valutazione idromorfologica, analisi e monitoraggio dei corsi d'acqua. Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, Roma, 113/2014, ISBN 978-88-448-0661-3, 2014.
- Rinaldi, M., Amponsah, W., Benvenuti, M., Borga, M., Comiti, F., Vela, A., Marchi, L., Nardi, L., Righini, M., & Surian, N. An integrated approach for investigating geomorphic response to an extreme flood event: the case of the Magra River, Italy. *Earth Surf Proc Land.*, 41, 835-846, 2016.
- Surian, N., Righini, M., Lucia, A., Nardi, L., Amponsah, W., Benvenuti, M., Borga, B., Cavalli, M., Comiti, F., Marchi, L., Rinaldi, M., & Viero, A. Channel response to extreme floods: insights on controlling factors from six mountain rivers in northern Apennines, Italy. *Geomorphology*, 2016 (in stampa).

UNA PROPOSTA OPERATIVA PER LA RIVALUTAZIONE DEL RISCHIO IDROLOGICO DI ALLUVIONE IN ITALIA

Fabio Rossi¹, Gabriella Scannapieco¹ & Paolo Villani^{1,2}

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile (D.I.CIV.), Università di Salerno; (2) Centro interUniversitario previsione e prevenzione Grandi Rischi (C.U.G.Ri.)

ASPETTI CHIAVE

- Gli eventi massimi annuali delle precipitazioni sembrano provenire da fonti eterogenee, alcune particolarmente estreme e poco studiate a causa di mancanza di mezzi di osservazione idonei (radar) e di fondamenti teorici
- Si ipotizza una procedura per identificare gli eventi più estremi mediante un filtro a soglia 250 mm/giorno sui valori massimi annuali.
- Sulla base della struttura spaziale generata, viene costruita una proposta operativa di rivalutazione del rischio idrologico di alluvione, basata sulla stima dei valori areali delle frequenze di occorrenza dei valori più estremi

1 INTRODUZIONE E MOTIVAZIONI

In questa memoria si prende in considerazione la possibilità che le serie storiche delle precipitazioni massime annuali verificatisi nel passato siano costituite da eventi generati da meccanismi fisici sostanzialmente differenti e che tale eterogeneità possa condurre in alcuni casi ad una significativa sottovalutazione della probabilità di accadimento degli eventi più estremi. In parte, tali ipotesi sono anche alla base della metodologia VAPI (Valutazione delle Piene in Italia), che fa riferimento ad una distribuzione dei valori massimi annuali di tipo TCEV (Two-Component Extreme Value), che propone di interpretare le serie storiche dei massimi annuali come il risultato del massimo annuale di una miscela di due processi tra loro statisticamente indipendenti. In questa maniera, ad eventi estremi come quello verificatosi in Campania tra il 25 ed il 26 ottobre del 1954 e registrato alla stazione pluviometrica di Salerno come valore giornaliero di 504 mm, che rappresenta il valore massimo di tutta la serie storica registrata in oltre 80 anni, vengono attribuiti periodi di ritorno dell'ordine delle centinaia di anni, al contrario della stima di migliaia di anni che si ottiene con l'uso di distribuzioni che non prendono in considerazione eterogeneità temporali, quali EV1 e GEV. Nonostante questi vantaggi, una analisi più approfondita mostra che, non limitandosi all'analisi delle serie puntuali, la frequenza di accadimento di questo tipo di eventi estremi e catastrofici all'interno di aree, anche di dimensioni ridotte, di raggio di poche decine di chilometri, è molto maggiore: ad es. inoltrandosi lungo la Costiera amalfitana, in una regione intorno a Salerno di pochi chilometri, eventi alluvionali particolarmente intensi simili all'evento del 1954 sono testimoniati (Porfido *et al.*, 2012) nel 1899 (Vettica), nel 1910 (Cetara) e nel 1929 (Amalfi). In un senso spazialmente esteso quindi, anche la stima del periodo di ritorno ottenuta con l'uso della TCEV sembra sovrastimata. Nel passato il meccanismo fisico maggiormente imputato della generazione delle precipitazioni intense alle nostre latitudini intermedie era legato al manifestarsi di fronti ciclonici di origine atlantica, a cui erano associati campi di precipitazione al suolo di ampia estensione e durata, le cui serie dei massimi annuali mostrano intensità medie giornaliere tra 50 e 100 mm/giorno. Il progredire delle conoscenze sui fenomeni meteorologici, specialmente di tipo convettivo, e l'uso di strumenti di monitoraggio maggiormente pervasivi, quali radar e immagini satellitari, ha permesso di identificare diverse tipologie di meccanismi che nelle regioni del Mediterraneo possono potenzialmente generare piogge molto intense, anche se su aree e durate limitate. Un primo, tipico esempio, sono le celle temporalesche isolate, con durata media di un'ora e dimensioni tra 1 e 10 km², le cui massime intensità di precipitazione sono tra 70 e 200 mm/ora. Le celle si possono presentare anche come *cluster* di alta intensità incastonati in aree di minore intensità. Più recentemente sono assurti alla ribalta gli uragani di tipo mediterraneo (o *Mediterranean Hurricanes*, *Medicanes*) con durate e dimensioni maggiori (6-15 ore, 100-500 km²) ma valori medi delle intensità nell'ordine dei 500 mm/giorno. Il fenomeno dei *Medicanes* dipende fortemente dall'interazione tra atmosfera, mare e topografia ma è attualmente poco noto: in effetti non ne è stata possibile una valutazione sistematica fin quando non si è disposto di rilievi diretti basati su radar o satelliti, per cui ci sono poche testimonianze storiche di questi eventi nella letteratura idrologica, soprattutto a causa della loro ridotta scala spaziale. Ci sono, quindi, alcune difficoltà nel formulare una chiara

distinzione tra Medicanes e l'ampio spettro di sistemi di bassa pressione mediterranea (*Reale e Atlas*, 2001; *Romero e Emmanuel*, 2013), ma sembra che le loro principali caratteristiche siano:

- i Medicanes sono cicloni a cuore caldo sviluppatisi sul Mare Mediterraneo (che si comporta come una conca), la cui ciclogenesi convettiva è legata prevalentemente a scambi di calore tra superficie del mare (26,5 °C) e atmosfera e la cui frequenza di accadimento è molto bassa, con caratteristiche analoghe ai cicloni tropicali;
- generano precipitazioni abbondanti e vento forte che talora eccede i 25 m/s sulle piccole aree con durata media di 10 ore, intensità media di 500 mm/giorno ed estensione areale di 100 - 1000 km²;
- provengono dalla costa e da essa risalgono verso l'interno, ma in presenza di barriere orografiche non scavalcano l'ostacolo: eventualmente lo aggirano;
- hanno una struttura verticale con un occhio centrale calmo circondato da nuvole con un *pattern* di tipo assialsimmetrico centrato nel punto di minimo, che consente un perfetto allineamento tra il minimo geopotenziale alle diverse quote e il punto di minimo della pressione a livello del mare.

Dato il cambio di scala nell'ordine di grandezza delle intensità di precipitazione implicate da strutture meteorologiche come i Medicanes, ed i conseguenti effetti al suolo, nel resto del lavoro si propone una metodologia per l'individuazione preliminare delle aree a maggior probabilità di accadimento di tali eventi straordinari. Gli studi di regionalizzazione finora sviluppati non permettono tale identificazione poiché gli eventi di riferimento, pochissimo presenti nelle serie storiche registrate, sono stati trattati come eventi rari all'interno di lunghe serie omogenee.

Allo scopo è stata fatta l'ipotesi che gli eventi estremi di interesse potessero essere identificati all'interno delle usuali serie storiche dei massimi annuali delle precipitazioni giornaliere mediante semplice filtro a soglia. Utilizzando un ampio data base nazionale sono state estratte le serie dei valori sopra soglia ed è stato verificato che la loro struttura spaziale fosse compatibile con strutture meteorologiche non frontali: in particolare è stato osservato che tali eventi tendono ad avere una struttura spaziale non uniforme, con evidente predilezione delle fasce costiere ed inibizione della propagazione in presenza di barriere orografiche. Di conseguenza è stata fatta una stima geostatistica delle frequenze areali di accadimento di tali eventi all'interno dei diversi cluster identificati. Infine, è stata fatta una semplice analisi preliminare della struttura probabilistica delle serie identificate, sulla base di una distribuzione EV1. Alcune implicazioni pratiche che possono derivare dalla rivalutazione della pericolosità idrologica per strutture maggiormente sottoposte a rischio vengono infine fornite con riferimento ad un caso di studio del passato.

Compartimento	da	a	Eventi sopra soglia	Max frequenza empirica (%)	Dimensione intorno di max frequenza (km)
Bari	1932	1996	0		
Bologna	1924	1989	0		
Cagliari	1924	2004	34	1,1	45
Catanzaro	1924	1987	67	1,4	50
Genova	1932	2004	59	2,2	20
Napoli	1924	1997	10	1,5	15
Palermo	1924	1998	56	0,9	50
Parma	1923	1991	124		
Pescara	1924	1997	11		
Pisa	1924	1996	31	0,5	135
Roma	1927	1999	14		
Torino	1929	1986	16	2,5	30
Venezia	1924	1996	80	2,7	75

Tabella 1. Data base degli eventi sopra soglia identificati. Valore soglia = 250 mm/giorno

2 IL DATA BASE DI RIFERIMENTO E LA PROCEDURA DI ESTRAZIONE DELLE SERIE SOPRA SOGLIA

Sono stati analizzati i dati di precipitazione massima annuale di durata 24h (ai pluviografi) contenuti negli annali dell'ISPRA (parte I o II), con l'eccezione del compartimento di Napoli e della Regione Piemonte (riportata come Torino) di cui sono stati analizzati, rispettivamente, i dati del VAPI Campania (*Rossi e Villani*, 1995) e Piemonte (*Villani*, 2003). Sono stati raccolti i dati di valore superiore a 300 mm/giorno. Successivamente, per avere una maggiore copertura spaziale, sono stati raccolti anche i dati relativi alle

massime precipitazioni dell'anno in 1 giorno (dati ai pluviometri) imponendo una soglia inferiore rispetto a quella ai pluviografi, pari a 250 mm/giorno. La consistenza finale dell'archivio dei valori sopra soglia identificati è riportata in Tab. 1, mentre una loro dislocazione spaziale viene riportata in Fig. 1. Una maggiore densità nella copertura spaziale può essere ottenuta associando ad ogni evento precedentemente identificato la data di occorrenza e ricercando nel data base dei valori massimi annuali eventi occorsi nella stessa data, anche se con valori non sopra soglia: questo è stato fatto attualmente per il solo Compartimento di Genova ed i risultati non sono qui riportati se non in termini di caratterizzazione geostatistica del fenomeno, come mostrato in Fig. 1, ove si confronta il variogramma osservato con un modello teorico gaussiano, di cui vengono indicati i valori dei parametri stimati.

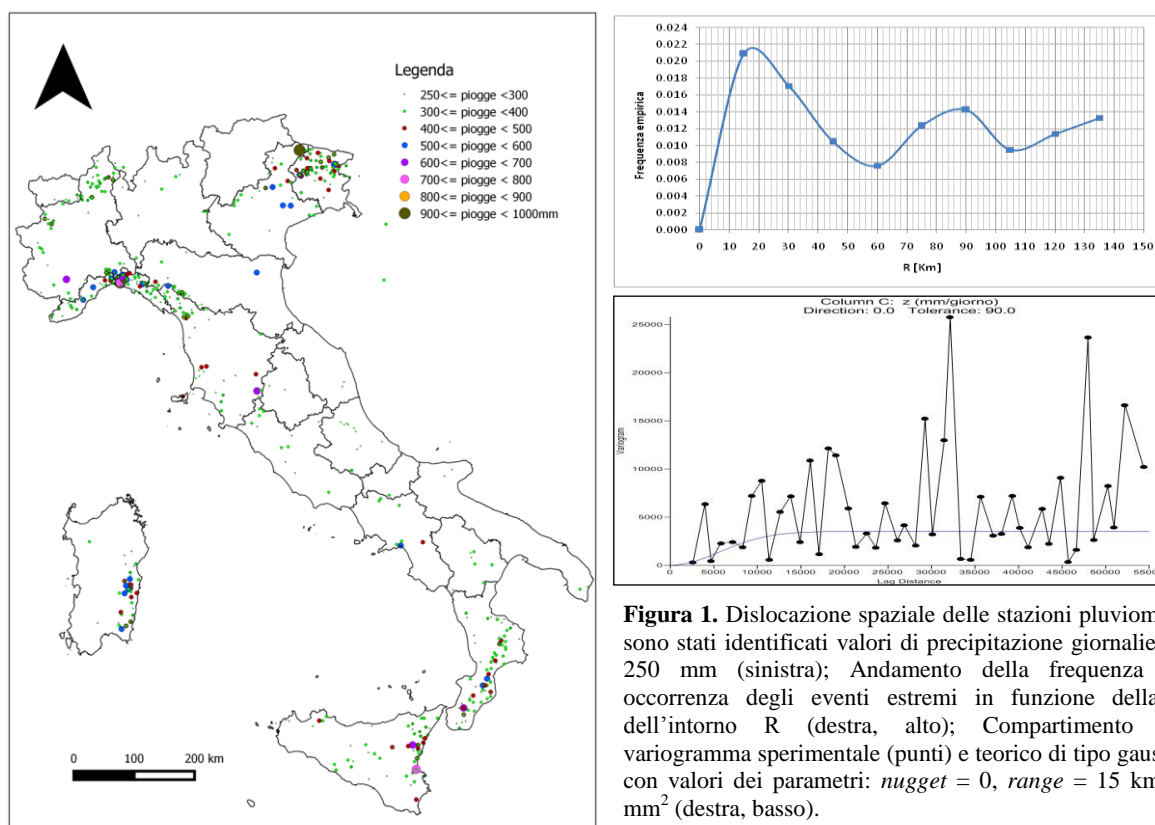


Figura 1. Dislocazione spaziale delle stazioni pluviometriche in cui sono stati identificati valori di precipitazione giornaliera superiori a 250 mm (sinistra); Andamento della frequenza empirica di occorrenza degli eventi estremi in funzione della dimensione dell'intorno R (destra, alto); Compartimento di Genova: variogramma sperimentale (punti) e teorico di tipo gaussiano (linea), con valori dei parametri: *nugget* = 0, *range* = 15 km, *sill* = 4330 mm² (destra, basso).

3 ANALISI DELLA STRUTTURA SPAZIALE DELLE SERIE SOPRA SOGLIA

Come si può osservare (Fig. 1 e Tab. 1) le serie dei valori sopra soglia non sono distribuite casualmente nello spazio, ma fortemente concentrate lungo le fasce costiere e tendono ad estinguersi verso l'entroterra, in particolar modo in zone che a tergo presentano ampie barriere orografiche, come nel caso dell'arco ligure o delle Prealpi Giulie. Maggior concentrazione di eventi è stata osservata nei compartimenti di Genova (con sconfinamenti nel compartimento di Pisa e nel Piemonte), del Veneto, della Sardegna, della Sicilia e della Calabria. Una quantificazione empirica di queste concentrazioni è fornita dalla seguente procedura: i) per ogni raggruppamento si considerano intorni circolari di dimensione R variabile da 0 al valore corrispondente alla massima distanza reciproca tra coppie di eventi presenti nell'area; ii) per ogni intorno è stato calcolato il rapporto tra numero di eventi indipendenti e la media del numero di anni di osservazioni delle stazioni presenti nell'intorno; iii) è stato valutato quel valore di R che portava il corrispettivo intorno ad avere il massimo incremento relativo di tale frequenza. Il risultato di tale analisi è mostrato nelle ultime due colonne della Tab. 1 ed un esempio è riportato anche in Fig. 1 per il compartimento di Genova. Si può notare come per quasi tutti i gruppi analizzati le frequenze riportate vanno dall'1 al 3 %, per areali di raggio compreso tra 15 e 50 km: questo significa che, in una area compresa tra 200 e 2000 km², la frequenza che in 1 anno, in un punto qualsiasi possa verificarsi un evento estremamente intenso, di intensità mediamente superiore a 500 mm/giorno, corrisponda a periodi di ritorno tra 30 e 100 anni. A completamento della caratterizzazione della

struttura spaziale, è stata fatta un'analisi geostatistica (*ordinary kriging*) per valutare quanto fenomeni di reciproca dipendenza statistica (*interstation correlation*) possano influenzare la stima di frequenza ottenuta con la procedura proposta. In Fig. 1 è mostrato un esempio per il compartimento di Genova, in cui si nota una struttura essenzialmente casuale, a parte una correlazione presente in un ristretto *range*, entro i 15-20 km, compatibile con le considerazioni di frequenza precedenti. Questo tipo di struttura geostatistica è anche coerente con l'ipotesi di un meccanismo meteorologico non frontale per la genesi di tali eventi estremi.

4 ALCUNE CONSIDERAZIONI PRATICHE FINALI

In questo lavoro si è cercato di dimostrare che le attuali procedure di valutazione del rischio idrologico di alluvione in Italia possono in alcuni casi sopravvalutare il periodo di ritorno dei maggiori eventi estremi verificatisi nel passato. Allo stato attuale le ricerche mostrate debbono intendersi come assolutamente preliminari, sia per la incompletezza del data base (ad es. non sono state considerate le informazioni alle scale delle durate sub giornaliere), sia per la base teorica adoperata, in cui si risente ancora di un collegamento chiaro, non puramente descrittivo, tra il meccanismo meteorologico che genera gli eventi estremi ed il loro effetto al suolo. In questo senso ci si aspetta che la futura disponibilità di informazioni pluviometriche anche da sensori radar possa permettere di colmare alcune delle principali lacune conoscitive evidenziate. E' però importante sottolineare che i risultati qui riportati hanno già una certa validità operativa: quando, in una delle aree segnalate, occorra valutare la pericolosità idrologica di opere ad alta vulnerabilità, sarebbe opportuno prendere in considerazione una progettazione sulla base di distribuzioni di probabilità che utilizzino i soli valori estremi. A rinforzo di questa tesi, si riporta un esempio tratto da *Petaccia e Natale* (2013) che hanno ricostruito la mappa delle isoiete di precipitazione per il giorno 13 agosto 1935, data in cui un evento alluvionale si è abbattuto sulla parte alta del bacino del F. Orba, in Piemonte, in un'area in cui erano presenti 2 invasi artificiali. Le precipitazioni hanno superato i 500 mm in poche ore e tale evento fa parte del data base precedentemente analizzato per il compartimento di Genova. Gli Autori stimano che l'area interessata dall'evento estremo sia stata di estensione piuttosto limitata, intorno ai 350 km², che essi indicano con una elisse lunga 39 km e larga 14 km, in accordo con quanto ritrovato nelle precedenti analisi. Anche la configurazione sinottica riportata è tipica di molti degli eventi estremi identificati precedentemente con la procedura a soglia per il Compartimento di Genova, anche se non rappresenta necessariamente un *Medicane* in senso stretto. A seguito di insufficienza idraulica degli scaricatori superficiali la diga di Sella Zerbino è crollata reclamando un elevato tributo in termini di danni e di perdite di vite umane. Gli stessi Autori commentano che tale evento sarebbe tutt'oggi critico per le dighe esistenti nella regione ed invocano che vengano rivalutate le procedure di progettazione idraulica degli scarichi.

RINGRAZIAMENTI

Parte di questo lavoro è stato svolto nell'ambito della convenzione con il MIT – D.G. Dighe e I.I.E. per la *Rivalutazione della sicurezza idrologica e idraulica delle grandi dighe dell'Appennino Centro-Meridionale*.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Petaccia, G. & Natale, L. Design flood estimation: lessons learnt from Sella Zerbino dam-break, *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, 2013, Book Series (6), 437-443, Sapienza Università Editrice.
- Porfido, S., Esposito, E., Mazzola, S., Violante, C., Santoro, G. & Spiga, E. Frane ed alluvioni nel salernitano e a Cava de' Tirreni, 2012, in Foscari et al., *Lo Alluvione : il disastro del 1773 a Cava tra memoria storica e rimozione*. Gli ambienti della storia, 9-31, Edisud, Salerno.
- Reale, O. & Atlas, R. Tropical cyclone-like vortices in the extratropics: Observational evidence and synoptic analysis, 2001, *Weather Forecast*, 16, 7-34.
- Romero, R. & Emanuel, K. *Medicane risk in a changing climate*, 2013, *J. Geophys. Res. Atmos.*, 118, 1-10.
- Rossi, F. & Villani, P. (a cura di) *Rapporto sulla Valutazione delle Piene in Campania*, 1995, GNDICI-CNR, Pubbl. N. 1470.
- Villani, P. *Rapporto sulla Valutazione delle piene in Piemonte*, 2003, in *Relazione delle attività del CUGRI fino al 2001*, 89-118, Ed. Del Paguro, Fisciano.

A METHODOLOGY FOR EVALUATING THE PREDICTION SKILLS OF NATURAL HAZARD MODELS

Giuseppe Formetta¹, Giovanna Capparelli² & Pasquale Versace²

(1) Centre for Ecology & Hydrology (CEH), Crowmarsh Gifford, Wallingford (UK); (2) University of Calabria, Dipartimento di Ingegneria Informatica, Modellistica, Elettronica e Sistemistica Ponte Pietro Bucci, cubo 41/b, 87036 Rende, Italy

KEY POINTS:

- Evaluating the reliability of natural hazards models such as models for floods or landslide risk management is a complex and scientifically important task.
- This paper deals with a new methodology to effectively compare and select the most reliable model that involves a three steps analysis of the prediction skills.
- The procedure has been successfully applied in the context of landslide susceptibility analysis for a case study in Calabria (Italy) along the Salerno-Reggio Calabria highway.

1 EXTENDED ABSTRACT

Evaluating the effectiveness of the predictions for natural hazards models (NHMs) is an extremely important open question. The comparison between maps of observed and predicted events is often performed by heuristic approaches and involves a large component of experts' judgment. Results of NHMs strongly depend on the model hypothesis, parameters values, and parameters estimation method (e.g. Dietrich et al., (2001), Frattini et al., (2010) and Guzzetti et al., (2006), Formetta et al., (2015) for landslide hazards models). Problems such as the evaluation of model performances, the choice of the more accurate model, and the selection of the most performing method for parameter estimation are still opened. For these reasons, a procedure that allows an objective comparison between different models and evaluation criteria aimed to the selection of the most accurate models is needed.

Nowadays reliable applications of NHMs involve: automatic calibration parameters, objective quantification of performance, and sensitivity analysis of the optimal parameters. Moreover the possibility to consider different model structures and approximations makes the task even more complex.

In this work we propose an objective methodology for NHMs evaluation that allows to select the most performing model based on a quantitative comparison and assessment of models prediction skills. The methodology, general and independent of the modelled natural hazard, has been applied for landslide susceptibility analysis. It has been implemented in the open source, GIS based hydrological model, denoted as NewAge-JGrass (Formetta et al., 2014) that uses the Object Modeling System (OMS, David et al., 2013) modeling framework.

The methodology for landslide susceptibility analysis (LSA) represents one model configuration into the more general NewAge-JGrass system. It includes two new models specifically developed for this paper: mathematical components for landslide susceptibility mapping and procedures for model verification and selection. Moreover LSA configuration uses two models already implemented in NewAge-JGrass: the geomorphological model set-up and the automatic calibration algorithms for model parameter estimation. All the models used in the LSA configuration are presented in Fig. 1, encircled dashed red line.

2 MODEL VERIFICATION AND SELECTION PROCEDURE

The LSA in the actual configuration includes two new models: a landslides susceptibility model and a model for model verification and selection.

The landslide susceptibility model includes three components proposed in Montgomery and Dietrich, 1994 (M1), Park et al., 2013 (M2), and Rosso et al., 2006 (M3). These components present increasing degree of complexity on the theoretical assumptions for modeling landslide susceptibility. Moving from M1 to M2 soil cohesion and soil properties were considered, and moving from M2 to M3 rainfall of finite duration was used.

The component-based feature of the Object Modeling System allows to the user the possibility to add in the LSA any other landslide susceptibility component.

The model verification and selection procedure includes the “Three steps verification procedure” (3SVP) which is based on: i) model parameters calibration and models evaluation in the ROC plane; ii) computation of degree of similarities between different models performances, and iii) evaluation of models sensitivity to parameters variations. The model calibration is based on the optimization of the most common quantitative measures of goodness of fit (GOF) between measured and modelled data. They are presented in Table 1 and a full description is available in Bennet et al., (2013).

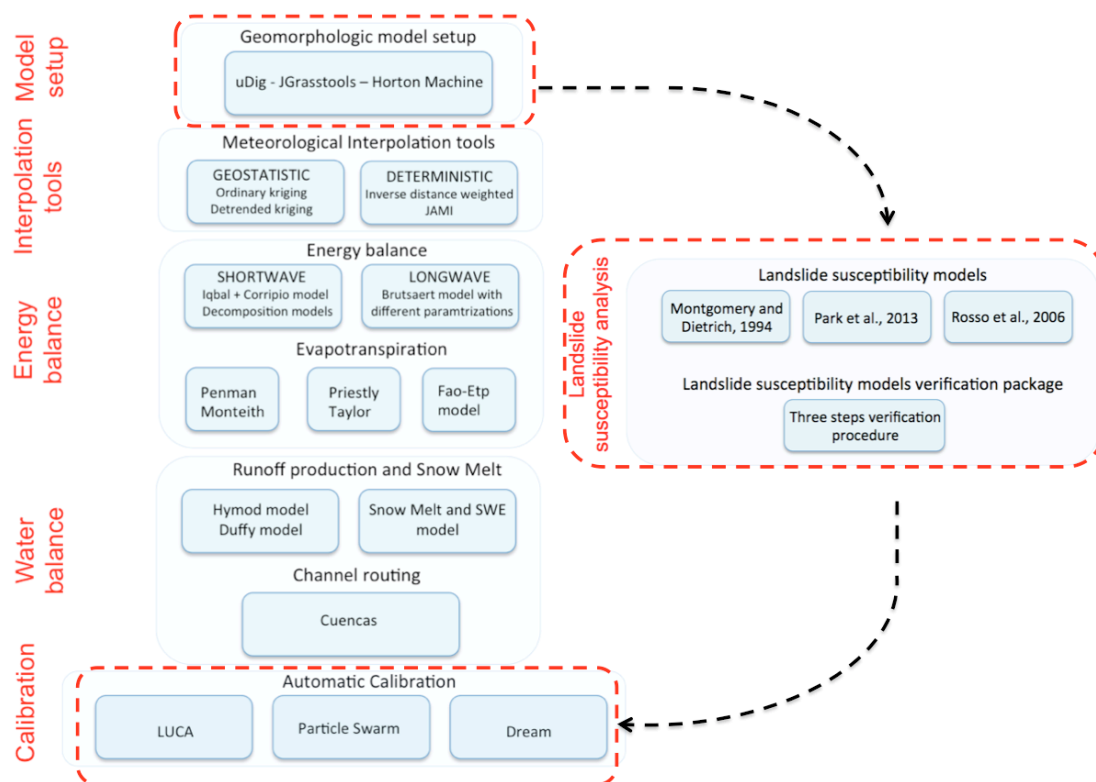


Figure 1. Integration of the Landslide susceptibility analysis system in NweAge-JGrass hydrological model.

The GOF computation is based on pixel-by-pixel comparison between observed landslide map (OL) and predicted landslides (PL). They are binary maps with positive pixels corresponding to “unstable” ones, and negative pixels that correspond to “stable” ones. Therefore, four types of outcomes are possible for each cell. A pixel is a true-positive (tp) if it is mapped as “unstable” both in OL and in PL, that is a correct alarm with well predicted landslide. A pixel is a true-negative (tn) if it is mapped as “stable” both in OL in PL, that correspond to a well predicted stable area. A pixel is a false-positive (fp) if it is mapped as “unstable” in PL, but is “stable” in OL; that is a false alarm. A pixel is a false-negative (fn) if it is mapped as “stable” in PL, butt is “unstable” in OL, that is a missed alarm.

The eight GOF indices presented in Table 1 were used in turn as objective function (OF) of the optimization algorithm and, consequently, eight optimal parameters sets were provided as calibration output (one for each optimised OF). The calibration results are analysed in the ROC plane in order to asses what is (are) the OF index(indices) whose optimization provides best model performances. In the second step we verified if each OF metric has own information content or if it provides information similar to other metrics (and then results unessential). Lastly, for each model, the sensitivity of each optimal parameter set is tested by perturbing optimal parameters and by evaluating their effects on the GOFs. For a given component and a given GOF, the optimal parameters set is perturbed and the GOF index is computed by comparing the previsions and the observed landslides. A couple component-optimal parameter set more sensitive to the

parameters variation avoids flat response of the model and accommodates eventual parameters, input data, or measured data variations responding to these changes with a variation of model performance.

The system was applied for a case study in Calabria (Italy) along the Salerno-Reggio Calabria highway, between Cosenza and Altilia municipality. The analysis provided that among all the optimized indices and all the three models, the optimization of the index distance to perfect classification in the receiver operating characteristic plane (D2PC) coupled with model M3 is the best modelling solution for our test case. The landslide susceptibility map, derived with these assumptions, is presented in Figure 2. Categories of landslides susceptibility from class 1 to 5 are assigned from low to high according safety factor FS value that represents the ratio between the resisting and driving forces. The classification follows Huang et al., 2007: Class 1 ($FS < 1.0$), Class 2 ($1.0 < FS < 1.2$), Class 3 ($1.2 < FS < 1.5$), Class 4 ($1.5 < FS < 2.0$), Class 5 ($FS > 2$).

Name	Definition	Range	Optimal value
Critical success index (CSI)	$CSI = \frac{tp}{tp+fp+fn}$	[0,1]	1.0
Equitable success index (ESI)	$ESI = \frac{tp \cdot R}{tp+fp+fn \cdot R}$ $R = \frac{(tp+fn) \cdot (fp+fn)}{tp+fn+fp+tn}$	[-1/3,1]	1.0
Success Index (SI)	$SI = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{tp}{tp+fn} + \frac{tn}{fp+tn} \right)$	[0,1]	1.0
Distance to perfect classification (D2PC)	$D2PC = \sqrt{(1-TPR)^2 + FPR^2}$ $TPR = \frac{tp}{tp+fn}$ $FPR = \frac{fp}{fp+tn}$	[0,1]	0.0
Average Index (AI)	$AI = \frac{1}{4} \left(\frac{tp}{tp+fn} + \frac{tp}{tp+fp} + \frac{tn}{fp+tn} + \frac{tn}{fn+tn} \right)$	[0,1]	1.0
True skill statistic (TSS)	$TSS = \frac{(tp \cdot tn) - (fp \cdot fn)}{(tp+fn) \cdot (fp+tn)}$	[-1,1]	1.0
Heidke skill score (HSS)	$HSS = \frac{2 \cdot (tp \cdot tn) - (fp \cdot fn)}{(tp+fn) \cdot (fn+tn) + (tp+fp) \cdot (fp+tn)}$	$[-\infty, 1]$	1.0
Accuracy (ACC)	$ACC = \frac{(tp+tn)}{(tp+fn+fp+tn)}$	[0,1]	1.0

Table 1. Indices of goodness of fit for comparison between actual and predicted landslide.

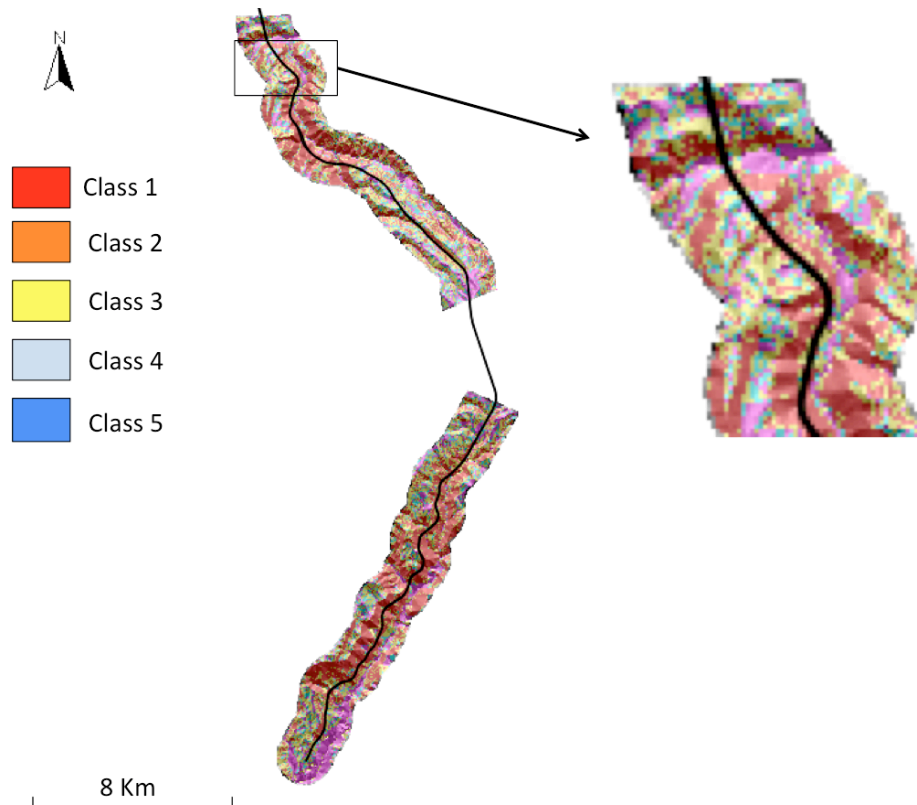


Figure 2. Landslide susceptibility map using model M3 and parameter set obtained by optimising D2PC.

ACKNOWLEDGMENTS

This research was funded by PON Project No. 01_01503 “Integrated Systems for Hydrogeological Risk Monitoring, Early Warning and Mitigation Along the Main Lifelines”, CUP B31H11000370005, in the framework of the National Operational Program for "Research and Competitiveness" 2007-2013

REFERENCES

- Bennett ND, Croke BF, Guariso G, Guillaume JH, Hamilton SH, Jakeman AJ, Marsili-Libelli S, Newham LT, Norton JP, Perrin C, Pierce SA. Characterising performance of environmental models. *Environmental Modelling & Software*. 2013 Feb 28;40:1-20.
- David, O., Ascough II, J. C., Lloyd, W., Green, T. R., Rojas, K. W., Leavesley, G. H., & Ahuja, L. R. (2013). A software engineering perspective on environmental modeling framework design: The Object Modeling System. *Environmental Modelling & Software*, 39, 201-213.
- Dietrich, W. E., Bellugi, D. and Real De Asua, R. (2001) Validation of the Shallow Landslide Model, SHALSTAB, for Forest Management, in *Land Use and Watersheds: Human Influence on Hydrology and Geomorphology in Urban and Forest Areas* (eds M. S. Wigmosta and S. J. Burges), American Geophysical Union, Washington, D. C.. doi: 10.1029/WS002p0195
- Formetta, G., Antonello, A., Franceschi, S., David, O., & Rigon, R. (2014). Hydrological modelling with components: A GIS-based open-source framework. *Environmental Modelling & Software*, 55, 190-200.
- Formetta, G., Capparelli, G., and Versace, P.: Evaluating performances of simplified physically based models for landslide susceptibility, *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.*, 12, 13217-13256, doi:10.5194/hessd-12-13217-2015, 2015.
- Frattini, P., Crosta, G., & Carrara, A. (2010). Techniques for evaluating the performance of landslide susceptibility models. *Engineering geology*, 111(1), 62-72.
- Guzzetti, F., Reichenbach, P., Ardizzone, F., Cardinali, M., & Galli, M. (2006). Estimating the quality of landslide susceptibility models. *Geomorphology*, 81(1), 166-184.
- Montgomery, D. R., & Dietrich, W. E. (1994). A physically based model for the topographic control on shallow landsliding. *Water resources research*, 30(4), 1153-1171.
- Park, H. J., Lee, J. H., & Woo, I. (2013). Assessment of rainfall-induced shallow landslide susceptibility using a GIS-based probabilistic approach. *Engineering Geology*, 161, 1-15.
- Rosso, R., M. C. Rulli, and G. Vannucchi (2006), A physically based model for the hydrologic control on shallow landsliding, *Water Resour. Res.*, 42, W06410, doi:10.1029/2005WR004369.

IL PROCESSO DI INFILTRAZIONE SU UN VERSANTE INCLINATO CON SUOLO INERBITO

*Renato Morbidelli¹, Corrado Corradini¹, Carla Saltalippi¹, Alessia Flammini¹, Tommaso Picciafuoco¹
& Marco Cifrodelli¹*

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Perugia, Via G. Duranti 93, 06125 Perugia
(renato.morbidelli@unipg.it)

ASPETTI CHIAVE

- Nelle situazioni reali il processo di infiltrazione di acqua nel suolo avviene quasi sempre in corrispondenza di superfici inclinate e in presenza di copertura vegetale
- Le modellistiche matematiche comunemente utilizzate per rappresentare il processo di infiltrazione assumono sempre una superficie del suolo orizzontale
- Esperimenti di laboratorio condotti su un modello fisico a scala ridotta hanno evidenziato che l'infiltrazione dipende significativamente dall'inclinazione della superficie del suolo e dalla copertura vegetale

1 INTRODUZIONE

La corretta rappresentazione del processo di infiltrazione di acqua nel suolo costituisce un fondamentale presupposto per la soluzione di numerosi problemi di pratico interesse, tra i quali uno dei principali è la identificazione della modellistica matematica per il calcolo della portata diretta a partire dalla conoscenza della pioggia.

E' ormai ben noto come il processo di infiltrazione sia governato dall'intensità di pioggia, dalle proprietà idrauliche del suolo e dal contenuto iniziale di acqua nel suolo. Invece, il ruolo svolto dall'inclinazione della superficie del suolo non è mai stato chiarito sino in fondo.

Alla scala locale le problematiche connesse al processo di infiltrazione sono state ampiamente analizzate considerando la superficie del suolo come orizzontale e i modelli matematici impiegati per la sua rappresentazione sono di estrema utilità e accuratezza sia su suoli verticalmente omogenei (Philip, 1957; Mein & Larson, 1973; Smith & Parlange, 1978; Corradini et al., 1997) sia su suoli stratificati (Smith et al., 1999; Corradini et al., 2000).

Alla scala di versante la stima dell'infiltrazione media areale è complicata dalla considerevole eterogeneità spaziale delle proprietà idrauliche del suolo, particolarmente della conduttività idraulica di saturazione, K_s (Warrick & Nielsen, 1980; Greminger et al., 1985; Sivaplan & Wood, 1986; Loague & Gander, 1990), nonché della intensità di pioggia, r (Goodrich et al., 1995; Krajewski et al., 2003). L'effetto di queste eterogeneità sulla stima dell'infiltrazione media areale e quindi sulla risposta idrologica di un versante, da considerare come elemento di un piccolo bacino idrografico, dovrebbe essere quantificato considerando r e K_s come variabili casuali nello spazio caratterizzate da assegnate densità di probabilità. Il necessario ricorso a simulazioni Monte Carlo renderebbe però la rappresentazione del processo troppo complesso per un modello applicativo.

Recentemente analisi di tipo Monte Carlo finalizzate alla determinazione dell'idrogramma di portata diretta generato da piogge discontinue su un pendio sono state effettuate da Corradini et al. (1998) e Morbidelli et al. (2006). In entrambi i casi è stata utilizzata una modellistica che accoppia la rappresentazione esplicita del processo di trasferimento dell'acqua sulla superficie del suolo e del processo di infiltrazione puntuale su un suolo orizzontalmente eterogeneo; il processo di infiltrazione è stato descritto in forma monodimensionale attraverso un modello (Corradini et al., 1997) basato sulla soluzione numerica di una equazione differenziale ordinaria. E' stato dimostrato che l'eterogeneità spaziale di r e K_s può svolgere un ruolo dominante sulla generazione del deflusso Hortoniano alla base di un pendio, particolarmente in presenza di eventi di pioggia di moderata intensità e breve durata.

Questi risultati hanno permesso lo sviluppo di un modello semi-analitico (Govindaraju et al., 2006) idoneo per il calcolo dell'infiltrazione media areale basato sulla rappresentazione della variabilità spaziale simultanea di r e K_s in assenza di run-on. Una prima generalizzazione di questo modello è stata effettuata da

Morbidelli *et al.* (2006) attraverso una formulazione che, in presenza di pioggia costante nel tempo, include l'effetto di run-on ricorrendo ad una forma parametrizzata.

In tutte le modellazioni sopra citate la superficie del suolo è stata considerata orizzontale, ma nella maggior parte delle situazioni reali il processo di infiltrazione avviene su superfici caratterizzate da pendenze anche rilevanti. Nei casi nei quali tale circostanza è stata tenuta in debito conto, sia attraverso esperimenti di laboratorio sia con trattazioni teoriche, sono stati ottenuti risultati sempre poco chiari e talvolta contrastanti.

Attraverso esperimenti di laboratorio Poesen (1984) ha osservato che per le piogge intense la quantità di acqua che si infiltra tende ad incrementare al crescere dell'inclinazione della superficie del suolo. Questi risultati sono stati giustificati dall'autore ammettendo la presenza di una crosta, la cui formazione era agevolata da pendenze ridotte, e di rivoli con conseguente aumento della superficie utile al processo di infiltrazione. Tali ipotesi sono state supportate dall'evidenza che per piogge poco intense il processo di infiltrazione era risultato poco o per niente condizionato dall'inclinazione della superficie del suolo.

Il classico modello di Geen-Ampt è stato adottato da Chen & Young (2006) con applicazione su superfici inclinate, considerando il principio di eguaglianza della lunghezza della proiezione orizzontale; è stato ottenuto un significativo incremento di infiltrazione con l'aumento della pendenza, solo per angoli (γ) maggiori di 10° .

Al contrario, attraverso analisi condotte in campo, Sharma *et al.* (1983) hanno dedotto una relazione inversa tra infiltrazione e inclinazione del versante. Ad un risultato simile giunse anche Philip (1991) che, con approccio totalmente teorico, ha evidenziato un decremento della componente gravitazionale al crescere dell'inclinazione della superficie del suolo con effetto che non superava mai il coseno di γ .

Al quadro sopra delineato si aggiungono anche i risultati sperimentali condotti in laboratorio da Essig *et al.* (2009) e Morbidelli *et al.* (2015) su un pendio artificiale (Fig. 1) utilizzando suoli privi di vegetazione. Questi autori hanno evidenziato che l'infiltrazione decresce all'aumentare dell'inclinazione del versante e che per pendenze elevate può essere osservato scorrimento superficiale di acqua anche in corrispondenza di intensità di pioggia minore della conduttività idraulica di saturazione. Tali risultati sono in accordo con quelli di Sharma *et al.* (1983) e Philip (1991), ma evidenziano una dipendenza del processo dall'angolo di inclinazione molto più marcata.

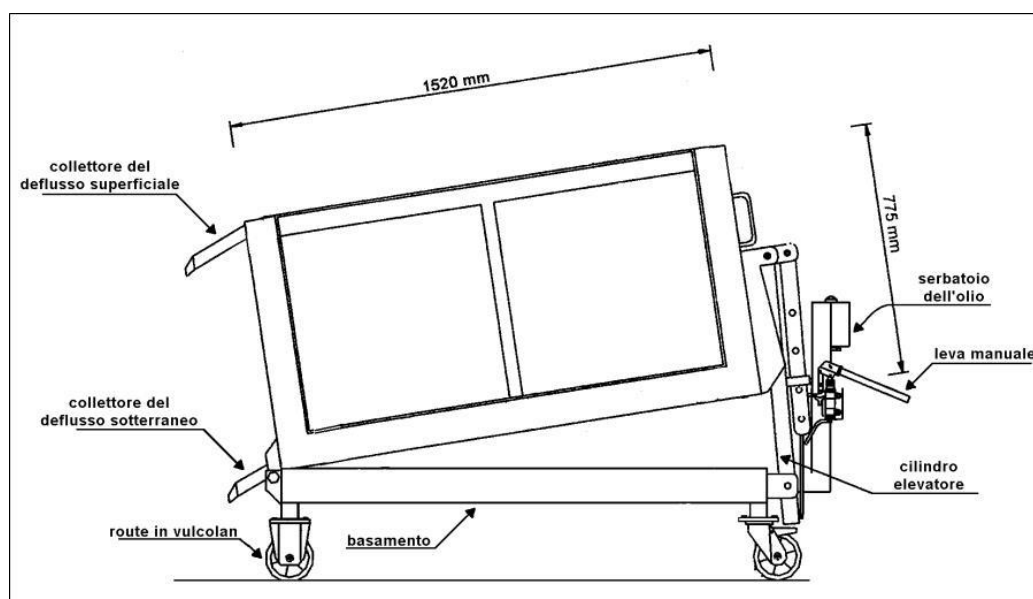


Figura 1. Modello fisico di laboratorio composto di pendio artificiale inclinabile contenente un suolo di studio, misuratori dei deflussi superficiale e profondo, sensori TDR posizionabili all'interno del suolo. Oltre che da Essig *et al.* (2009) e da Morbidelli *et al.* (2015) questo modello fisico è stato usato nelle sperimentazioni oggetto del presente lavoro.

Sia *Essig et al.* (2009) che *Morbidelli et al.* (2015) hanno tentato di rappresentare il processo di infiltrazione attraverso l'applicazione dei classici modelli che considerano $\gamma=0$ introducendo un valore di K_s "effettivo" dipendente da γ e dalla scabrezza della superficie del suolo. In questa memoria si riportano i primi risultati di una sperimentazione che intende evidenziare il ruolo della copertura vegetale nella determinazione del legame esistente tra infiltrazione e inclinazione della superficie del suolo.

2 PRINCIPALI RISULTATI E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Gli esperimenti sono stati condotti su un modello fisico di laboratorio che è fondamentalmente lo stesso utilizzato da *Essig et al.* (2009) e *Morbidelli et al.* (2015), mostrato in Fig. 1 e composto di:

- un pendio artificiale di dimensioni 152 cm x 122 cm x 80 cm inclinabile fino ad un massimo di 20° attraverso l'uso di due martinetti idraulici, caratterizzato da pareti laterali impermeabili in plexiglass trasparente;
- un suolo di studio, omogeneo o stratificato, dalle caratteristiche di volta in volta prescelte in funzione della tipologia di indagine da condurre;
- un simulatore di pioggia in grado di generare precipitazioni artificiali, uniformi al di sopra del pendio, di intensità comprese tra 5 e 50 mmh⁻¹ e con gocce di caratteristiche dimensionali e cinetiche paragonabili a quelle delle piogge naturali;
- misuratori a vaschette basculanti del deflusso superficiale e profondo;
- sensori TDR per il rilevamento del contenuto d'acqua posizionabili in corrispondenza di qualunque punto di interesse.

Per estendere le sperimentazioni di *Essig et al.* (2009) e *Morbidelli et al.* (2015) la superficie di uno dei vari suoli di studio è stata inerbita (Fig. 2) grazie all'utilizzo di una lampada capace di produrre radiazioni caratterizzate da lunghezze d'onda paragonabili a quelle della radiazione solare.



Figura 2. Foto del modello fisico di laboratorio rappresentato in Fig. 1, dopo la fase di inerbimento della superficie del suolo.

Come già accennato, nelle sperimentazioni condotte su suoli privi di vegetazione e riferite a condizioni di stazionarietà, l'infiltrazione di acqua dedotta dalla misura dei deflussi profondi (Q_d) ha subito sempre una

significativa riduzione al crescere di γ . Ad esempio, per un suolo a tessitura intermedia sono stati quantificati dei rapporti $Q_d(\gamma=1^\circ)/Q_d(\gamma=5^\circ)$ pari a circa 2.5 e $Q_d(\gamma=1^\circ)/Q_d(\gamma=10^\circ)$ pari ad oltre 4.0, entrambi ben lontani da quanto ipotizzabile attraverso l'impiego di qualunque approccio teorico. Questi risultati hanno indotto ad indagare sulla possibile esistenza di un legame tra il trend osservato e le azioni conseguenti al moto al di sopra della superficie del suolo della sottile lama di acqua non infiltrata, necessariamente dipendenti dalla velocità e quindi anche dalla scabrezza della superficie.

La sperimentazione in presenza di suoli inerbiti è ancora in corso e la sua ultimazione richiederà tempi molto lunghi a causa della laboriosità delle fasi di preparazione del pendio artificiale prima di ogni singola prova. Ad ogni buon conto, le prime serie di esperimenti portate a termine suggeriscono che in presenza di vegetazione l'influenza dell'inclinazione della superficie del suolo sul processo di infiltrazione diviene meno marcata. Ciò è in perfetto accordo con l'ipotesi di un importante ruolo svolto dalla velocità della lama d'acqua in moto da monte verso valle e quindi dalla scabrezza della superficie stessa.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Chen, L. & Young, M. H. Green-Ampt Infiltration Model for Sloping Surfaces, *Water Resources Research*, 2006, 42, W07420.
- Corradini, C., Melone, F. & Smith, R.E. A unified model for infiltration and redistribution during complex rainfall patterns, *Journal of Hydrology*, 1997, 192, 104-124.
- Corradini, C., Melone, F. & Smith, R. E. Modeling local infiltration for a two layered soil under complex rainfall patterns, *Journal of Hydrology*, 2000, 237, 58-73.
- Corradini, C., Morbidelli, R. & Melone, F. On the interaction between infiltration and Hortonian runoff, *Journal of Hydrology*, 1998, 204, 52-67.
- Essig, E.T., Corradini, C., Morbidelli, R. & Govindaraju, R.S. Infiltration and deep flow over sloping surfaces: Comparison of numerical and experimental results, *Journal of Hydrology*, 2009, 374, 30-42.
- Goodrich, D.C., Faurès, J.-M., Woolhiser, D.A., Lane, L.J. & Sorooshian, S. Measurement and analysis of small-scale convective storm rainfall variability, *Journal of Hydrology*, 1995, 173, 283-308.
- Govindaraju, R.S., Corradini, C. & Morbidelli, R. A semi-analytical model of expected areal-average infiltration under spatial heterogeneity of rainfall and soil saturated hydraulic conductivity, *Journal of Hydrology*, 2006, 316, 184-194.
- Greminger, P.J., Sud, Y.K. & Nielsen, D.R. Spatial variability of field measured soil-water characteristics, *Soil Science Society of America Journal*, 1985, 49(5), 1075-1082.
- Krajewski, W.F., Ciach, G.J. & Habib, E. An analysis of small-scale rainfall variability in different climatic regimes, *Hydrological Sciences Journal*, 2003, 48(2), 151-162.
- Loague, K. & Gander, G.A. R-5 revisited, 1, Spatial variability of infiltration on a small rangeland catchment, *Water Resources Research*, 1990, 26(5), 957-971.
- Mein, R.G. & Larson, C.L. Modeling infiltration during a steady rain, *Water Resources Research*, 1973, 9, 384-394.
- Morbidelli, R., Corradini, C. & Govindaraju, R.S. A field-scale infiltration model accounting for spatial heterogeneity of rainfall and soil saturated hydraulic conductivity, *Hydrological Processes*, 2006, 20, 1465-1481.
- Morbidelli, R., Saltalippi, C., Flammini, A., Cifrodelli, M., Corradini, C. & Govindaraju, R.S. Infiltration on sloping surfaces: Laboratory experimental evidence and implications for infiltration modeling, *Journal of Hydrology*, 2015, 523, 79-85.
- Philip, J.R. The theory of infiltration, 1, The infiltration equation and its solution, *Soil Science*, 1957, 83, 345-357.
- Philip, J.R. Hillslope Infiltration: Planar Slopes, *Water Resources Research*, 1991, 27(1), 109-117.
- Poesen, J. The Influence of Slope Angle on Infiltration Rate and Hortonian Overland Flow Volume, *Zeitschrift fur Geomorphologie*, 1984, 49, 117-131.
- Sharma, K., Singh, H., & Pareek, O. Rain water infiltration into a bar loamy sand, *Hydrological Sciences Journal*, 1983, 28, 417-424.
- Sivapalan, M. & Wood, E.F. Spatial heterogeneity and scale in the infiltration response of catchments. In: V.K. Gupta, I. Rodríguez-Iturbe and E.F. Wood (Editors), *Scale Problems in Hydrology*. Water Science and Technology Library, D. Reidel Publishing Company, Dordrecht, Holland, 1986, pp. 81-106.
- Smith, R.E., Corradini, C. & Melone, F. A conceptual model for infiltration and redistribution in crusted soils, *Water Resources Research*, 1999, 35(5), 1385-1393.
- Smith, R.E. & Parlange, J.-Y. A parameter-efficient hydrologic infiltration model, *Water Resources Research*, 1978, 14, 533-538.
- Warrick, A.W. & Nielsen, D.R. Spatial variability of soil physical properties in the field, In: D. Hillel (Editor), *Applications of Soil Physics*. Academic Press, New York, New York, 1980, pp. 319-344.

IMPLEMENTAZIONE DI UN SISTEMA DI PREVISIONE PER LA GESTIONE DELLE PIENE IN TEMPO REALE: IL BACCHIGLIONE NEL VICENTINO

Paolo Ronco, Elena Crestani, Giulia Passadore, Daniele Pietro Viero, Luca Carniello, Gianluca Botter, Luigi D'Alpaos & Andrea Rinaldo

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli Studi di Padova.

ASPETTI CHIAVE

- La nota descrive l'implementazione di una metodologia operativa per l'accoppiamento di modelli climatici idrologici ed idrodinamici, finalizzata allo studio della risposta idrologica del fiume Bacchiglione.
- Nel complesso, viene confermata l'affidabilità del sistema previsionale: i valori di portata al picco sono descritti con buona precisione, nonostante l'incertezza degli input meteorologici.
- La catena modellistica è supportata da un'interfaccia grafica GIS che facilita l'esecuzione delle simulazioni e la visualizzazione degli output, e la rende funzionale per la gestione delle emergenze idrauliche.

1 PREMESSA

I tragici eventi che hanno interessato il Nord-Est nel 2010 e negli anni successivi hanno drammaticamente dimostrato come il Veneto, e la città di Vicenza in particolare, sia particolarmente esposto al rischio idraulico, anche in ragione delle trasformazioni più o meno recenti nell'uso del suolo in relazione alla pianificazione territoriale e agli adattamenti (o alla loro mancanza) nelle opere idrauliche di difesa e utilizzazione. Il presente studio è finalizzato all'implementazione di modelli accoppiati climatico-idrologico-idrodinamico, fisicamente basati e spazialmente espliciti, in grado di monitorare e prevedere in tempo reale l'evoluzione di eventi di piena e le conseguenze prodotte sul territorio circostante, con riferimento ai principali corsi d'acqua del territorio veneto. In particolare, il sistema integrato descritto in questa nota si propone come strumento funzionale alla previsione e al monitoraggio degli eventi di piena in tempo reale, nonché alla descrizione dei regimi idrologici anche in tempi di morbida e di magra, del fiume Bacchiglione chiuso a Montegalda (Figura 1), in provincia di Vicenza.

2 MODELLAZIONE IDROLOGICA E CLIMATICA

Il modello idrologico geomorfologico implementato stima l'evoluzione temporale del contenuto d'acqua del suolo e della portata in transito alla sezione di chiusura dei 3 principali bacini idrografici che alimentano il Bacchiglione, chiuso alla sezione di Montegalda (1400 km²): il Bacchiglione chiuso alla sezione di Vicenza - Ponte degli Angeli (400 km²), il Retrone chiuso alla sezione di S. Agostino (120 km²) e il Tesina chiuso alla sezione di Bolzano Vicentino (750 km²). Il codice di calcolo utilizza la forzante di precipitazione che insiste sul bacino in modo spazialmente e temporalmente distribuito, attraverso l'utilizzo di interpolatori geostatistici. Per lo studio degli eventi storici, sono stati utilizzati i dati di precipitazione registrati nelle stazioni meteorologiche ARPAV. Per le simulazioni volte a prevedere l'andamento delle portate e dei livelli idrometrici futuri, il modello è in grado di incorporare i dati di pioggia previsti da un modello climatico regionale (LAMI). Il modello stima le componenti efficaci della precipitazione attraverso la scrittura di opportune equazioni di bilancio idrologico. In particolare, ogni sottobacino è stato scomposto in una frazione vegetata ed in una frazione urbana, per le quali sono stati valutati separatamente i rispettivi contributi in termini di deflusso (tenendo conto del ruolo svolto dall'evapotraspirazione per quanto riguarda l'evoluzione del contenuto d'acqua nel suolo in aree a copertura vegetale). La risposta idrologica viene calcolata sulla base della convoluzione tra la pioggia efficace ed un idrogramma istantaneo unitario di tipo geomorfologico. Tale idrogramma tiene in conto dell'eterogeneità dei percorsi di drenaggio all'interno di un bacino caratterizzato da una rete di drenaggio complessa, includendo in modo esplicito i processi di dispersione all'interno del suolo e il contributo alla dispersione relativo al reticolo idrografico ed alla sua morfologia (Rinaldo et al., 1996, 2005). I parametri di calibrazione del modello sono 13, e si possono suddividere in: i) parametri riguardanti il suolo e la produzione del deflusso, inclusa la caratterizzazione della risposta idrologica delle aree urbane; ii) parametri dinamici riguardanti la propagazione dell'onda di piena nella rete

di canali e nei versanti (include le aree urbane); e iii) parametri riguardanti la vegetazione, necessari a stimare il flusso di evapotraspirazione (la quantità di acqua infiltrata che viene restituita all'atmosfera nel lungo periodo sotto forma di vapore acqueo). La calibrazione dei modelli idrologici è stata effettuata sulla base dell'andamento della portata (stimata indirettamente dai corrispondenti livelli idrometrici) in corrispondenza delle sezioni di chiusura fornite da ARPA Veneto. Particolare attenzione è stata dedicata agli eventi di piena (picco e volume) degli ultimi 5 anni (2010 - 2014), che sono stati riprodotti con adeguata accuratezza dal modello (Figura 1b).

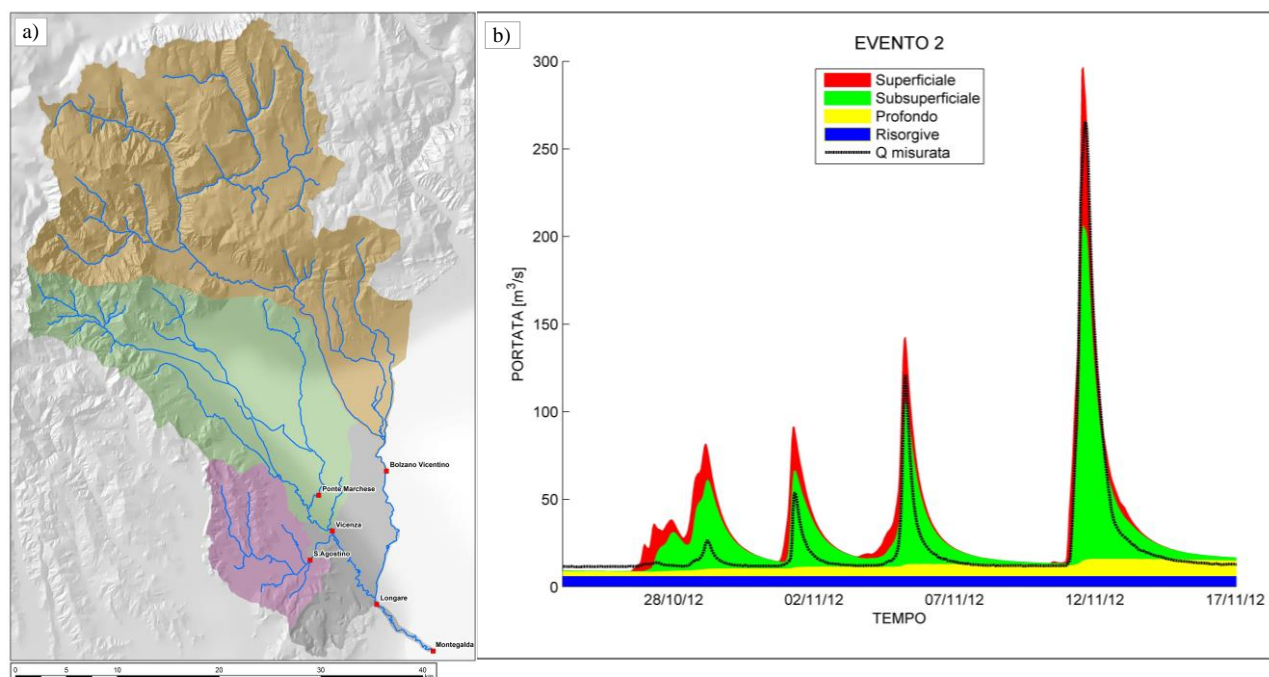


Figura 1. a) Bacino del Bacchiglione chiuso a Montegalda; bacino del Bacchiglione chiuso a Vicenza - Ponte degli Angeli (in verde); bacino del Retrone chiuso a S. Agostino (in rosa); bacino del Tesina chiuso a Bolzano Vicentino (in marrone); b) Bacchiglione a Vicenza, Ponte degli Angeli, calibrazione del modello idrologico rispetto all'evento del dicembre 2012.

3 MODELLAZIONE IDRODINAMICA

Il modello matematico utilizzato, ampiamente descritto in numerosi contributi scientifici (*D'Alpaos & Defina 1993, 1995; D'Alpaos et al., 1994, 2003; Defina 2000, 2003; Viero et al., 2013*) e che ha trovato in questi anni altrettanto numerose applicazioni, si basa sulla soluzione delle equazioni di De Saint Venant, che, come noto, descrivono il moto bidimensionale di una corrente a superficie libera nelle ipotesi di distribuzione idrostatica delle pressioni, di velocità uniformemente distribuite lungo la verticale e di fondo inerodibile. Tali equazioni, opportunamente modificate per descrivere in modo efficiente la transizione asciutto-bagnato particolarmente importante nei fenomeni si esondazione (*Defina 2000*), sono risolte adottando uno schema numerico agli elementi finiti su di una griglia triangolare, che viene utilizzata per schematizzare l'area oggetto dello studio. Il reticolo di calcolo bi-dimensionale comprende, a monte, l'Astico-Tesina da Bolzano Vicentino, il Retrone da Sant'Agostino, l'Astichello da viale Cricoli, l'Orolo da Isola Vicentina, il Timonchio dal ponte di Novoledo (a monte del costruendo bacino di laminazione di Caldogeno) e l'Igna da Novoledo. A valle, il dominio è stato esteso fino al manufatto di Voltabarozzo (Padova), così che il modello possa riprodurre in modo realistico, all'altezza di Montegalda, gli effetti legati al moto vario (cappio di piena). La calibrazione del modello è comunque da ritenersi limitata ai corsi d'acqua a monte di Montegalda. La quote del terreno sono state assegnate agli elementi del reticolo di calcolo utilizzando per lo più i dati derivanti da rilievi plano-altimetrici effettuati dal Genio Civile (quotature arginali e sezioni fluviali) e da campagne di quotatura LIDAR e MultiBeam effettuati dal Ministero dell'Ambiente.

La procedura di calibrazione è volta all'individuazione di una combinazione ottimale dei coefficienti di scabrezza degli elementi di calcolo in modo tale che il modello riproduca con la massima accuratezza la

propagazione delle onde di piena nel sistema considerato, sia in termini di livelli idrometrici (colmo di piena), sia in termini di velocità di propagazione. Si è scelto di basare la calibrazione del modello idrodinamico innanzitutto sui dati misurati disponibili, senza considerare in questa fase i dati forniti dal modello idrologico. Questo modo di procedere garantisce che la modellazione idrodinamica sia il più aderente possibile alla fisica reale del problema simulato, non viziata dalle inevitabili incertezze, né da eventuali errori sistematici, associati agli idrogrammi simulati con il modello idrologico.

Condizione necessaria per ottenere una buona taratura è la conoscenza delle portate che transitano nei tratti di fiume considerati, assieme alla capacità del modello di riprodurle. Per questo motivo, si è data la massima rilevanza a tutte le misure di portata effettuate. Coerentemente, anche le scale delle portate nelle sezioni significative del reticolo idrografico sono state aggiornate (Ponte degli Angeli, Astico-Tesina a Bolzano Vic.no e Montegalda) o definite ex-novo (Ponte Marchese, Retrone a S.Agostino).

Nella configurazione utilizzata tutte le sezioni di monte del modello coincidono con sezioni strumentate e, di conseguenza, la calibrazione congiunta sui livelli e sulle portate ha consentito di ridurre in modo drastico le incertezze sui dati in ingresso (forzanti) e di ottenere risultati robusti e accurati per tutti i tratti di fiume considerati, ed in particolare per le sezioni strumentate di valle (Longare e Montegalda). Gli eventi di piena recenti considerati per la calibrazione sono tre (22 - 27 dicembre 2010; 6 - 11 novembre 2011; 11 - 14 novembre 2012) mentre la verifica ha considerato due eventi significativi (15-20 marzo 2011; 15-20 maggio 2013). I valori di scabrezza sono stati assegnati dividendo gli elementi di calcolo in classi omogenee per tratto di fiume e per caratteristiche idrodinamiche. Sono state assegnate a diverse classi, rispettivamente, le maglie che riproducono l'alveo principale, le maglie di sponda tra alveo e golena (qualora presenti), le maglie golenali, gli elementi che riproducono elementi particolari quali, per esempio, i ponti. L'osservazione delle caratteristiche morfologiche dell'alveo nei vari tratti di fiume, desunte da sopralluoghi, materiale fotografico e da immagini satellitari, ha consentito di scegliere parametri di scabrezza di primo tentativo. Successivamente, procedendo per tentativi, si è giunti alla configurazione finale.

Il confronto tra risultati del modello e dati misurati, riportato a titolo di esempio in Figura 2, conferma il buon risultato ottenuto durante la fase di calibrazione, sia in termini di livelli che di portate.

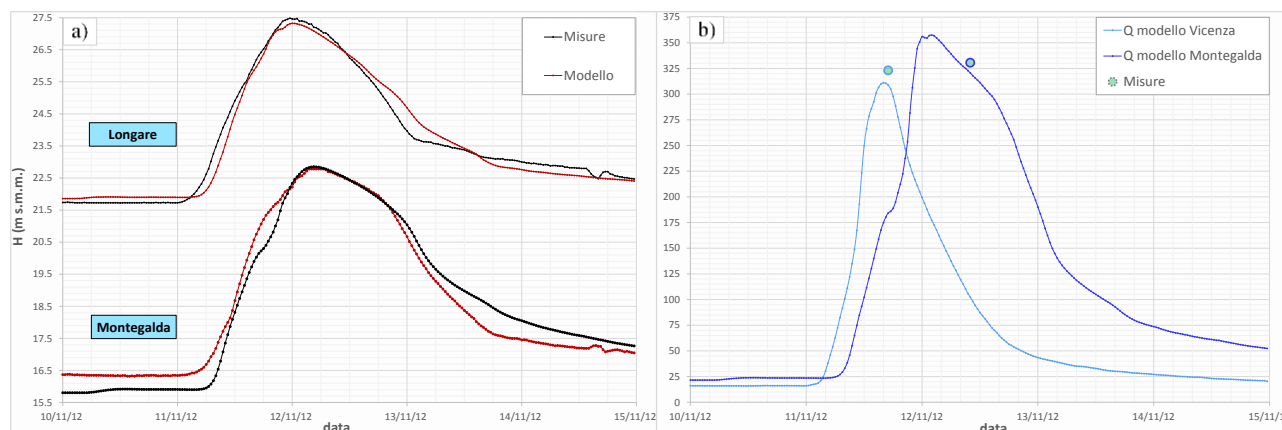


Figura 2. Confronto tra a) i livelli registrati e modellati a Longare (zero idrometrico a 21.39 m s.m.m.) e Montegalda (zero idrometrico a 16.18 m s.m.m.) e b) tra la portata misurata e modellata a Vicenza (presso il ponte dello Stadio) e a Montegalda, durante l'evento del 11-14 novembre 2012.

4 IL SISTEMA INTEGRATO PER LA PREVISIONE IN TEMPO REALE

Lo sviluppo di una interfaccia di gestione della catena modellistica di previsione si è reso necessario al fine di rendere lo strumento sviluppato più facilmente ed agilmente utilizzabile da parte delle autorità regionali responsabili per il monitoraggio e la gestione delle emergenze in tempo reale. L'interfaccia è costituita da un software interattivo a finestre che consente di visualizzare ed elaborare i risultati delle simulazioni mediante rappresentazioni grafiche dei parametri idraulici calcolati dal modello quali livelli, tiranti, portate, velocità della corrente, sforzi al fondo. Le rappresentazioni grafiche possibili includono strumenti pensati per scopi

operativi di protezione civile e difesa del suolo (e.g. andamenti temporali di parametri chiave, profili longitudinali con tracce di allarme, mappe a colori e sequenze animate).

Il sistema integrato permette 1) l'elaborazione dei dati delle misure provenienti dalla rete di telerilevamento (rete RT SIRAV, dati di livello e di pioggia) e dei dati provenienti dalle previsioni del modello meteorologico LAMI; 2) la costruzione dei file di input per la corsa del modello idrologico 3) la corsa del modello idrologico e restituzione dei risultati nelle sezioni significative (andamento delle portate nelle sezioni di ingresso del modello idrodinamico); 4) costruzione dei file di input per la corsa del modello idrodinamico e corsa del modello idrodinamico; 5) post processing dei risultati del modello idrodinamico, con possibilità di generare gli output in formato compatibile con sistemi di pubblicazione GIS. In particolare possono essere prodotte le mappe delle aree allagate, i franchi idraulici rispetto alle sommità arginali, nonché l'andamento nel tempo di livelli e portate in alcune sezioni significative.

5 CONCLUSIONI

Le prestazioni del modello idrologico ottenuto con campi di precipitazione osservati sono state valutate con particolare attenzione nel periodo dal 2010 al 2014. I risultati indicano che modelli fisicamente basati opportunamente calibrati sono adeguati a riprodurre le dinamiche idrologiche osservate nel lungo termine (per la modellazione idrologica in continuo), e durante singoli eventi di piena. Questi ultimi sono ben riprodotti sia in termini di forma dell'idrogramma che di portate al colmo.

Il modello idrodinamico, calibrato e testato in diversi eventi di piena osservati nel recente passato, evidenzia buone prestazioni nella riproduzione della propagazione di onde di piena nell'intero sistema idraulico del Bacchiglione. In alcuni casi, la previsione fornita dal modello climatico si è dimostrata inaffidabile, con errori significativi nei campi di precipitazione previsti che, inevitabilmente, si propagano attraverso il modello idrologico e idrodinamico portando a significativi errori nelle portate previste. Come evidente, una tale circostanza evidenzia chiaramente che le buone prestazioni della catena modellistica idrologico-idraulica sono fortemente influenzate dall'affidabilità dei campi di precipitazione previsti dal modello climatico.

L'affidabilità complessiva del modello idrologico-idraulico e climatico potrà essere migliorata con l'approfondimento dei seguenti aspetti: 1) la caratterizzazione dei flussi in entrata e in uscita dal bacino (dispersione degli alvei nel loro tratto di pianura, sorgenti montane, risorgive, recapiti fuori bacino); 2) l'effettiva distribuzione spaziale delle piogge - in particolare nella dorsale tra Agno-Guà e Leogra dove effetti orografici sono particolarmente rilevanti; 3) la definitiva determinazione, e l'aggiornamento, dell'ascella delle portate in corrispondenza delle sezioni di chiusura dei modelli; 4) l'osservazione delle portate (almeno per alcuni eventi significativi) in sezioni intermedie dei bacini meno indagati laddove le caratteristiche idrologiche sono da approfondirsi (con particolare riferimento agli apporti dell'Orolo, dell'Igna e del Timonchio); 5) il miglioramento dell'accuratezza dei campi di precipitazione prevista dagli strumenti attuali.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- D'Alpaos L. and Defina A. Venice lagoon hydrodynamics simulation by coupling 2D and 1D finite element models. In Proceedings of the 8th Conference on Finite Elements in Fluids. New Trends and Applications, p.917–926, Barcelona, 20–24 September 1993.
- D'Alpaos L., Defina A., and Matticchio B. A 2D finite element modelling of flooding due to a river bank collapse. In ASCE, editor, Proceedings of Modelling of Flood Propagation Over Initially Dry Areas, Milano, 1994.
- D'Alpaos L. and Defina A. Modellazione matematica del comportamento idrodinamico delle zone di barena solcate da una rete di canali minori. In Istituto Veneto di SS.LL.AA. - Rapporti e Studi, volume XII. Istituto Veneto di SS.LL.AA., 1995.
- D'Alpaos L., Martini P., Carniello L., and Avanzi C. Two dimensional modelling of flood flows and suspended sediment transport: the case of Brenta River. In EGS-AGU-EUG Joint Assembly 2003, Nizza, April 2003.
- Defina A. Two dimensional shallow flow equations for partially dry areas. Water Resource Research, 36(11):3251–3264, 2000.
- Defina A. Numerical experiments on bar growth. Water Resources Research, 39(4), 2003.
- Rinaldo A. and I. Rodriguez-Iturbe. Geomorphological theory of the hydrological response. Hydrological processes, 10(6):803–829, 1996.
- Rinaldo A., et al. "Transport at basin scales: 1. Theoretical framework." Hydrology and Earth System Sciences Discussions 2.4 1613–1640, 2005.
- Viero D.P., D'Alpaos A., Carniello L. and Defina A. Mathematical modeling of flooding due to river bank failure. Advances in Water Resources, 59:82–94, 2013.

APPLICAZIONE DI UNA FUNZIONE D'UTILITÀ PER LA PARAMETRIZZAZIONE DI UN MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI A FINI DI ALLERTAMENTO

Matteo Cappelletti¹, Elena Toth¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, DICAM, Scuola di Ingegneria e Architettura, Università di Bologna

ASPETTI CHIAVE

- *Proposta di una metodologia per la calibrazione dei modelli afflussi-deflussi attraverso l'uso di funzioni di utilità, che quantificano le prestazioni in base alla specifica applicazione idrologica*
- *L'applicazione analizzata si riferisce al contesto del preannuncio di piena, in cui lo scopo del modello sia l'identificazione delle portate che superano un valore di soglia di allertamento assegnata*
- *L'approccio proposto permette migliori prestazioni in termini di skill-score, rispetto a quelli ottenibili calibrando il modello tramite le classiche funzioni obiettivo basate sulle somme degli errori*

1 AREA DI STUDIO E MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI

Il caso di studio si riferisce al bacino dell'Arno, con sezione di chiusura a Subbiano (751 km²) e il modello afflussi-deflussi è del tipo concettuale e a parametri concentrati, HyMOD (Boyle, 2000), scelto in ragione della sua parametrizzazione estremamente parsimoniosa, che facilita le procedure di calibrazione automatica. I dati disponibili per il lavoro corrispondono a 22 anni di osservazioni di portate giornaliere a Subbiano e stime della precipitazione e della temperatura media areale basate su dati registrati in un insieme di stazioni al suolo. I dati dei primi 12 anni sono stati usati per le fasi di calibrazione del modello (a meno dei primi 2 anni, utilizzati come "warm-up"), mentre gli ultimi 10 anni sono stati impiegati per la validazione del modello.

2 FUNZIONE DI UTILITÀ E PROCESSO DI CALIBRAZIONE

Il concetto alla base delle funzioni di utilità è legato al beneficio che l'utilizzatore vuole trarre dalla previsione di portata emessa del modello. Tramite la definizione di una determinata funzione di utilità, si tenta di massimizzare le prestazioni del modello in funzione delle priorità specifiche del suo utilizzatore, le quali dipendono dall'uso che il soggetto vuol fare delle previsioni del modello stesso.

In particolare, nel presente lavoro, si ipotizza che le previsioni vengano utilizzate nel contesto dell'allertamento di piena, e in particolare per determinare se le portate attese possano superare o meno una specifica soglia idrometrica. Si mira quindi a una migliore riproduzione delle portate in prossimità di tale soglia e per questo motivo la funzione di utilità è stata costruita considerando non solo l'errore tra dato osservato e simulato, ma anche i valori di portata osservati.

Per quanto concerne la valutazione degli errori di simulazione, come si vede dalla Fig.2(a), si assume massima utilità se l'errore commesso dal modello risulta inferiore ad un determinato valore soglia di errore inferiore "*E-inferiore*". Al contrario, si assegna beneficio nullo a simulazioni che comportano errori corrispondenti o superiori ad un valore di soglia di errore superiore "*E-superiore*". Tra i due valori di soglia l'utilità viene fatta variare linearmente. Ogni errore commesso dal modello viene pertanto trasformato attraverso la funzione di utilità nell'intervallo [0, 1].

In merito al secondo aspetto, dalla Fig.2(b), invece, si nota come l'utilizzatore benefici della massima utilità per portate osservate pari o superiori alla portata di soglia prescelta. Per questo motivo, più la portata risulta inferiore alla portata di soglia, e quindi si sia in condizioni lontane dal rischio di superamento, più l'utilità a fini di allertamento cala fino ad arrivare ad un valore nullo anche per un modesto errore commesso dal modello.

La componente della funzione di utilità dipendente dall'errore consente all'utilizzatore di concentrare il processo di calibrazione all'interno del range di errore assoluto ritenuto accettabile, definendo a priori due soglie di errore (una inferiore ed una superiore). La funzione di utilità dipendente dai valori di portata

osservata e simulata offre altresì all'utilizzatore la possibilità di focalizzare la parametrizzazione sui valori di portata ritenuti maggiormente significativi. Ciò che si ottiene dall'unione di queste due funzioni è una funzione di utilità bi-dimensionale con la forma riportata in Fig.2(c), impiegata per la calibrazione del modello.

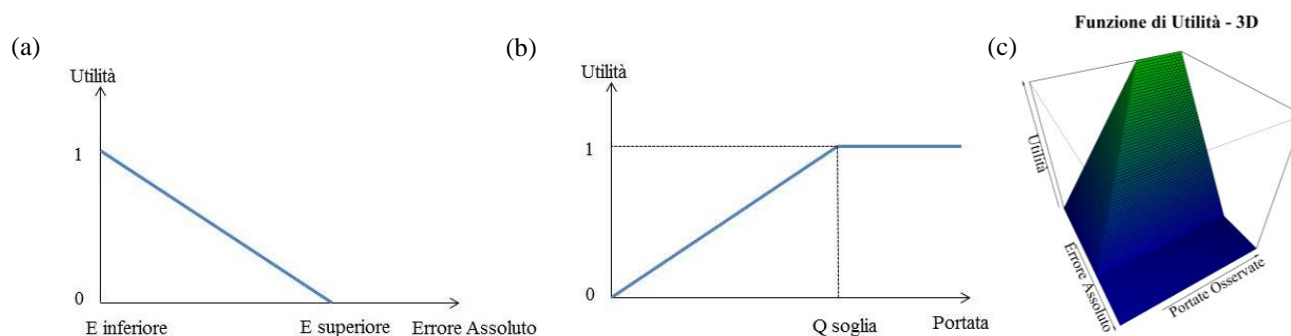


Figura 2: (a) forma funzione di utilità dipendente dall'errore assoluto, (b) forma della funzione di utilità dipendente dalla portata osservata e simulata, (c) forma della funzione di utilità impiegata

Ad ogni passo temporale di calcolo, tramite la funzione precedentemente definita, viene calcolato un valore di utilità (compreso tra 0 e 1), in base alla differenza tra la portata simulata e osservata e al valore assunto dalla portata osservata e simulata. Il processo di calibrazione massimizza poi l'utilità totale come somma dei valori di utilità ottenuti ad ogni passo di calcolo (compresi tra 0 e 1) (Baratti, 2014).

Per quanto concerne le soglie di errore si è proceduto, nel presente caso di studio, mantenendo fissa la soglia inferiore, pari a $0 \text{ m}^3/\text{s}$, alla quale si attribuisce utilità massima (pari a 1), mentre si è fatta variare la soglia superiore alla quale si sono associati valori di portata via via crescenti a cui corrisponde un'utilità pari a 0. In totale sono state definite 14 soglie di errore e pertanto si sono confrontate 14 diverse funzioni di utilità.

La soglia di portata prescelta è stata fatta coincidere con il quantile corrispondente ad una probabilità di non superamento del 95%, pari a $41,39 \text{ m}^3/\text{s}$, alla quale è associata utilità massima; anche ai valori di portata eccedenti tale soglia è stata inoltre assegnata utilità pari ad uno, vista l'importanza di una corretta previsione delle portate superiori a quella che si assume possa generare una situazione di allerta, o perlomeno di attenzione.

3 CONFRONTO CON FUNZIONI OBIETTIVO "TRADIZIONALI"

Per valutare le prestazioni dell'approccio proposto il modello è stato parametrizzato anche utilizzando funzioni obiettivo di tipo "tradizionale" ossia tramite l'impiego di alcune delle classiche funzioni obiettivo diffuse in letteratura basate sulla minimizzazione della somma degli errori (scarto medio, errori assoluti, errori quadratici). Tale calibrazione è stata eseguita con un approccio sia mono-obiettivo che multi-obiettivo.

L'algoritmo scelto per la calibrazione mono-obiettivo è stato DEoptim (Ardia et al, 2011), mentre per la calibrazione multi-obiettivo è stato utilizzato NSGA-II (Non Selective Genetic Algorithm, Deb et al, 2002), con coppie di funzioni obiettivo.

Le funzioni obiettivo usate per il processo di calibrazione sono: MSE (errore quadratico medio), che enfatizza gli errori maggiori, di norma associati a valori di portata più elevati, il MAE (errore medio assoluto) per una miglior riproduzione dell'intero regime delle portate ed infine il BIAS (scarto medio) la cui minimizzazione consente di ottenere una riduzione degli errori sistematici di sovrastima o sottostima del modello.

La calibrazione tradizionale, mono e multi obiettivo, è stata eseguita considerando sia gli errori sull'intero idrogramma osservato, sia i soli errori della porzione di idrogramma al di sopra della soglia di portata (definite nel seguito come calibrazioni "sopra soglia"), concentrandosi così, in modo analogo alla funzione di utilità, solo sulle portate superiori al valore limite che attiva la fase di allertamento.

4 RISULTATI

Il confronto tra la metodologia proposta e la calibrazione tradizionale è stato effettuato tramite l'impiego di skill-score, ampiamente adottati nella valutazione delle previsioni meteorologiche e idrologiche.

La procedura si basa sul concetto di 'evento' definito come il superamento della portata di soglia, che può o non può essere superata durante una piena. Gli skill-score vengono calcolati in base alla capacità del modello di prevedere il verificarsi o meno di ogni evento (*Randrianasolo et al, 2010*).

I seguenti skill-score sono stati calcolati utilizzando la tipica tabella di contingenza 2×2 con due possibili risultati (sì o no) per l'evento osservato e simulato (Fig.4.1).

Previsione	Osservazione		Totale
	sì	no	
sì	x	z	x+z
no	y	w	y+w
Totale	x+y	z+w	N

Figura 4.1: tabella di contingenza 2x2

$$POD = \frac{x}{x+y} 100 \quad ; \text{ range } [0\%, 100\%], \text{ migliore } 100\% \quad (1)$$

$$FAR = \frac{z}{x+z} 100 \quad ; \text{ range } [0\%, 100\%], \text{ migliore } 0\% \quad (2)$$

$$FB = \frac{x+z}{x+y} 100 \quad ; \text{ range } [0\%, \infty], \text{ migliore } 100\% \quad (3)$$

Il POD (Probability Of Detection), Eq. (1), restituisce la proporzione degli eventi osservati che sono correttamente previsti dal modello. Il FAR (False Allarm Ratio), Eq. (2), restituisce il numero degli eventi previsti che non si sono verificati nella realtà. Infine il FB (Frequency Bias), Eq. (3) rapporta la frequenza degli eventi previsti dal modello alla frequenza degli eventi osservati e restituisce quindi un'indicazione del fatto che il sistema tenda ad una sotto o sovrastima dell'evento osservato.

Di seguito vengono riportati i risultati, in termini di skill-score, per il periodo di validazione del modello calibrato con le funzioni obiettivo tradizionali sia su tutto l'idrogramma (Tab. 4.1), sia solo sulle portate superiori alla soglia (Tab 4.2). I risultati della funzione di utilità riportati, con i quali vengono confrontati i risultati ottenuti con la calibrazione tradizionale, si riferiscono alla funzione di utilità avente soglia superiore di errore assoluto pari a $40 \text{ m}^3/\text{s}$, la quale ha consentito di ottenere le migliori performance del modello.

Skill-score	Cal. MSE	Cal. MAE	Cal. MSE+MAE	Cal. MSE+BIAS	Cal. Utilità
POD	84%	74%	83%	77%	89%
FAR	27%	27%	30%	25%	22%
FB	115%	101%	118%	103%	114%

Tabella 4.1. Skill score % per calibrazione tradizionale su intero idrogramma - periodo di validazione.

Skill-score	Cal. MSE	Cal. MAE	Cal. MSE+MAE	Cal. MSE+BIAS	Cal. Utilità
POD	94%	94%	94%	93%	89%
FAR	33%	32%	32%	32%	22%
FB	142%	139%	139%	136%	114%

Tabella 4.2. Skill score % per calibrazione tradizionale "sopra soglia" - periodo di validazione.

Nel caso di calibrazione sull'intero idrogramma (Tab. 4.1) si può notare come la capacità della funzione

di utilità di concentrare la calibrazione in corrispondenza della soglia di portata fissata dall'utilizzatore, invece che sull'intero idrogramma, come operato dalla calibrazione tradizionale, consenta alla metodologia proposta di individuare in maniera più precisa gli eventi che superano tale soglia (elevato indice POD), rispetto ai metodi di calibrazione tradizionale, limitando il verificarsi di falsi allarmi (basso indice FAR).

Anche eseguendo la calibrazione solo sui valori superiori alla soglia, la funzione di utilità migliora le prestazioni, come mostrato nei risultati di Tab. 4.2. Si nota come le calibrazioni "tradizionali" permettano sì di identificare un maggior numero degli eventi di superamento (indice POD leggermente superiore a quello della funzione di utilità), ma a spese di un significativo incremento dei falsi allarmi (elevato indice FAR) dovuti ad una simulazione altamente affetta da sovrastima. Ciò perché la funzione obiettivo utilizzata tenta di approssimare meglio i picchi di portata, ignorando però gli errori sulle portate al di sotto della soglia.

L'impiego della funzione di utilità, d'altro canto, permette effettivamente di guidare il processo di calibrazione in modo che si concentri sull'intervallo dell'idrogramma di maggior interesse per il soggetto utilizzatore consentendo perciò un miglioramento delle performance del modello se comparato con la calibrazione tradizionale mono e multi obiettivo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ardia, D., Boudt, K., Carl, P., Mullen, K.M., Peterson, B.G. (2011) Differential Evolution with DEoptim. An Application to Non-Convex Portfolio Optimization. *The R Journal*, 3(1), 27-34.
- Baratti E., Stima dei parametri di modelli idrologici mediante ottimizzazione dell'utilità, Ph.D. Thesis, 2014.
- Baratti E., Montanari A., Toth E., Calibrazione di modelli afflussi-deflussi mediante ottimizzazione dell'utilità, , Atti del XXXIV Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche – XXXIV Convegno nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Bari, 8-10 settembre 2014, 2 pp. (su CD-ROM), 2014.
- Bergström, S., 1976. Development and application of a conceptual runoff model for Scandinavian catchments, SMHI Report RHO 7, Norrköping, 134 pp.
- Boyle, D. P. (2000), Multicriteria calibration of hydrological models, Ph.D. dissertation, Dep. Of Hydrol. And Water Resour., Univ. of Ariz., Tucson.
- Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., and Meyarivan, T. (2002), " A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II", *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 6(2), 182-197.
- Randrianasolo, M. H. Ramos, G. Thirel, V. Andréassian, E. Martin. (2010) Comparing the scores of hydrological ensemble forecasts issued by two different hydrological models. *Atmospheric Science Letters* 11, 100-107. Online publication date: 1-Apr-2010.

STIMA OPERATIVA DELLE PIOGGE ESTREME SUL TERRITORIO NAZIONALE: NUOVI METODI E POSSIBILI SINERGIE

Pierluigi Claps^{1,7}, Enrica Caporali^{2,7}, Valentina Chiarello^{2,7}, Roberto Deidda^{3,7}, Davide De Luca^{4,7}, Luciana Giuzio^{5,7}, Andrea Libertino^{1,7}, Francesco Lo Conti^{6,7}, Salvatore Manfreda^{5,7}, Leonardo Noto^{6,7} & Pasquale Versace^{4,7}

(1) Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture, Politecnico di Torino, Torino, ITALY; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Firenze, Firenze, ITALY; (3) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettura, Università degli Studi di Cagliari, Cagliari, ITALY; (4) Dipartimento di Ingegneria Informatica, Modellistica, Elettronica e Sistemistica, Università della Calabria, Rende, ITALY; (5) Dipartimento delle Culture Europee e del Mediterraneo: Architettura, Ambiente, Patrimoni Culturali, Università degli Studi della Basilicata, Potenza, ITALY; (6) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali, Università degli Studi di Palermo, Palermo, ITALY; (7) Consorzio Interuniversitario per l'Idrologia - CiNiD, Potenza, ITALY.

ASPETTI CHIAVE

- Si riassumono qui metodiche aggiornate di stima e disuniformità delle basi di dati relativi alle piogge estreme
- Il quadro a scala nazionale risulta estremamente frammentato, nonostante i notevoli sforzi profusi in alcune regioni
- Ulteriori sforzi sono necessari per facilitare l'accesso ai risultati e completare le analisi alla scala di paese

1 INTRODUZIONE

Gli eventi di precipitazione straordinaria che negli ultimi anni hanno flagellato il territorio italiano hanno destato l'attenzione dei media e, conseguentemente, della società e della politica, sulle tematiche della rarità degli eventi pluviometrici "eccezionali". La comunità scientifica, anche attraverso la Commissione Grandi Rischi del Dipartimento della Protezione Civile, ha da tempo evidenziato la necessità di ridefinire le procedure di stima degli estremi pluviometrici ed idrometrici a scala nazionale. Tali procedure sono disponibili quasi ovunque sul territorio nazionale, a partire dalla redazione del Rapporto VAPI (http://www.gndci.cnr.it/it/vapi/welcome_it.htm) con studi per lo più basati su dati aggiornati agli anni '80.

In seguito alla dismissione del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, con il passaggio delle competenze alle Regioni, si sono determinate importanti discontinuità nelle osservazioni idrologiche (per disattivazione, spostamento, e incremento del numero di stazioni pluviometriche). Ne derivano difficoltà nella localizzazione degli strumenti nel tempo, con conseguenti difficoltà di costruzione dei database necessari per l'applicazione dei metodi di stima statistica. Schemi robusti di stima regionale sono infatti basati sull'impiego di serie omogenee di sufficiente lunghezza.

Il presente lavoro prende spunto dalla necessità di mettere in comune le esperienze maturate in Italia da diversi soggetti coinvolti nella redazione di metodi aggiornati per la stima regionale delle precipitazioni estreme. Nel fornire le indicazioni per l'accesso e l'uso di tali aggiornamenti si offre una riflessione su quanto ancora manchi nella direzione di assemblare un sistema uniforme per la definizione delle piogge estreme a scala nazionale.

2 EFFETTI DELLE DISCONTINUITÀ TEMPORALI E SPAZIALI

Per esemplificare le condizioni a partire dalle quali si sono operate le revisioni dei metodi di stima regionale delle piogge intense, si fa riferimento ai dati relativi a 7 regioni italiane. In figura 1 si riporta una sintesi delle caratteristiche dei database attualmente disponibili relativi agli estremi di durata 24 ore. Si rileva come alle lunghe serie storiche del SIMN si siano affiancate brevi serie, più recenti, derivanti dall'incremento del numero delle stazioni (pannello 1a). I nuovi pluviometri digitali producono dati utilissimi per la descrizione dei fenomeni a brevissima durata, ma presentano serie ancora troppo corte per poter essere decisivi per le stime statistiche (la figura 1b mostra che una quota molto rilevante di stazioni presenta oggi meno di 10 anni di dati). In preparazione delle analisi statistiche si sono dovuti poi affrontare seri problemi di ricostruzione della consistenza della rete, a causa di numerosi spostamenti delle stazioni.

In fase di analisi, ai problemi legati al campionamento dei dati si aggiungono spesso criticità rilevanti nelle zone di confine tra le regioni, ove le stime dei quantili di pioggia, basate su metodologie differenti, presentano a volte discontinuità. A tal proposito si riporta in figura 2 un esempio inerente due comuni al

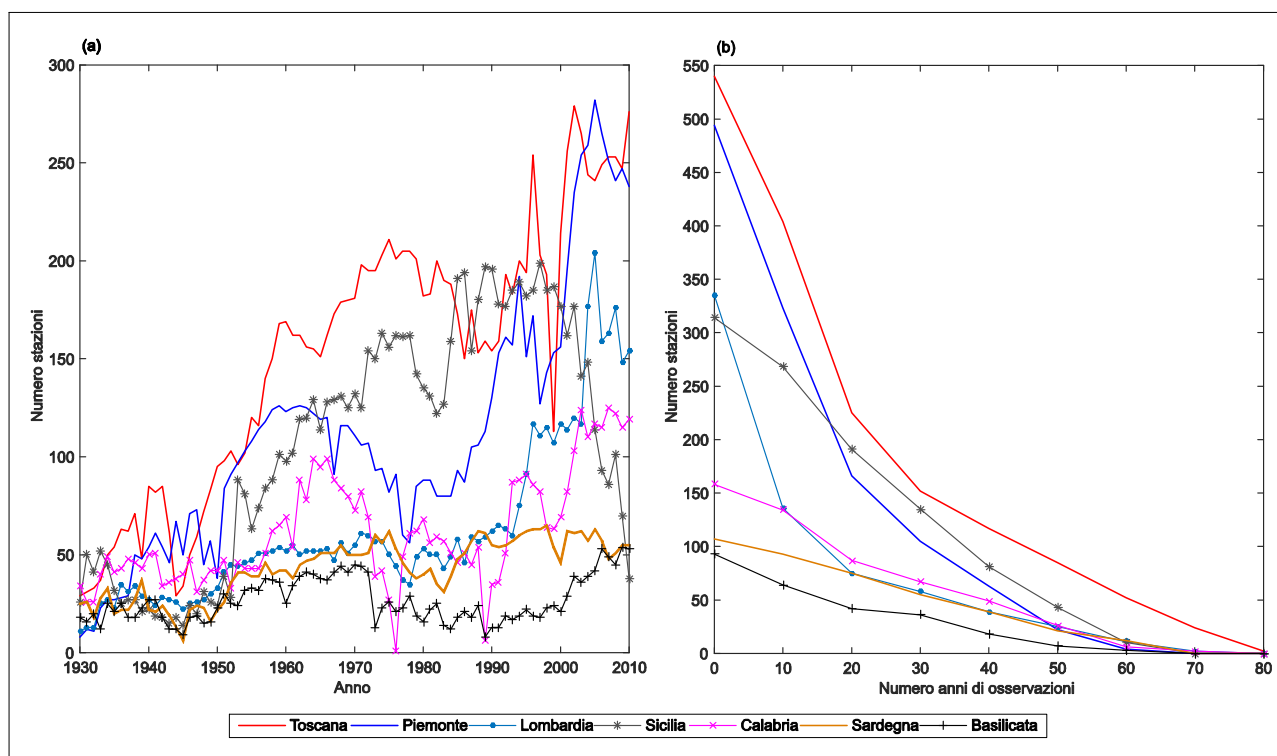


Figura 1. Massimi annui di durata 24 ore delle regioni analizzate. Nel pannello (a) si riporta l'evoluzione della rete negli anni tra il 1930 e il 2010. Nel pannello (b) si rappresenta la distribuzione delle stazioni in base alla lunghezza delle serie disponibili.

confine tra Lombardia e Piemonte. Sebbene entrambe le regioni adottino metodologie a variazione continua dei parametri, le differenze operative e le diverse scelte riguardanti la distribuzione di probabilità (Gumbel per il Piemonte, GEV per la Lombardia), portano a rilevanti differenze nei quantili della pioggia di progetto. A partire da questo contesto si sono recentemente effettuati studi statistici in alcune regioni italiane. Il paragrafo seguente fornisce un quadro delle metodologie adottate.

3 NUOVE ANALISI REGIONALI DELLE PIOGGE ESTREME

Nelle regioni ove l'analisi spaziale delle piogge intense è stata aggiornata negli ultimi anni sono stati adottati metodi appartenenti a due categorie principali: i) Metodi basati sulla definizione di regioni omogenee (generalmente determinate e verificate statisticamente utilizzando le procedure descritte in *Hosking & Wallis*, 1997); ii) Metodi geostatistici "boundaryless" (in genere basati sulla interpolazione di parametri della distribuzione adottata, o delle statistiche, o delle misure). I primi hanno il vantaggio di ridurre la varianza di stima dei parametri della distribuzione, ma introducono discontinuità non fisiche tra regioni omogenee limitrofe (creando incongruenze come quelle di figura 2) ed inoltre possono mascherare eventuali peculiarità locali, che, se osservate su poche stazioni, possono essere interpretate ed accettate come fluttuazioni campionarie. I metodi geostatistici "boundaryless" superano questi problemi, ma sono maggiormente sensibili alle incertezze di stima.

3.1 Piemonte

In *Allamano et al.* (2013) si descrive una nuova procedura a variabilità continua dei parametri adottata per la ricostruzione su un grigliato uniforme, a partire dai dati osservati, di serie di massimi annui di pioggia in Piemonte. Il sistema è stato denominato "patched kriging" ed è basato sull'applicazione anno per anno delle equazioni del kriging ordinario sui massimi annui, opportunamente filtrati da effetti dipendenti dalla quota (*Bartolini et al.*, 2011). Se ne ottengono serie storiche di egual lunghezza che permettono una stima, cella per cella dei parametri di diverse distribuzioni. Il fine è quello di consentire di valutare, attraverso opportuni test, la distribuzione che meglio si adatta al campione. Ad esempio, i parametri stimati per la distribuzione di Gumbel sono reperibili in: http://webgis.arpa.piemonte.it/atlante_pioggia_webapp

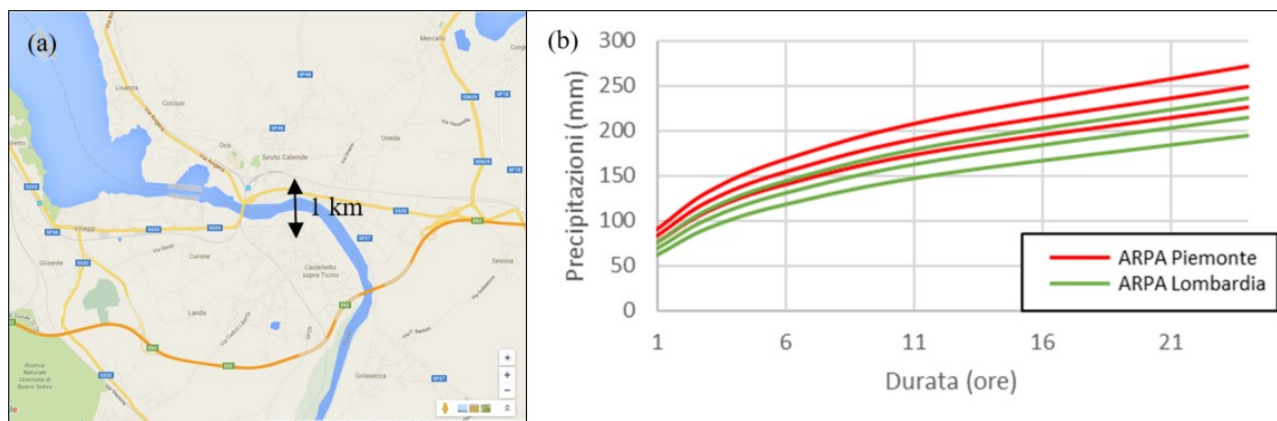


Figura 2. Confronto tra le Curve di possibilità Pluviometrica dei comuni di Sesto Calende (VA) e Castelletto sopra Ticino (NO). (a) Localizzazione dei comuni. (b) CPP per tempi di ritorno 50, 100 e 200 anni.

3.2 Lombardia

Sulis & Ubaldi (2013) hanno realizzato per ARPA Lombardia una metodologia, definita “spatial bootstrap”, che ricostruisce serie di estremi su una griglia regolare mediante una stima probabilistica pesata su distanze e dislivelli tra le stazioni ed i punti griglia (*Ubaldi et al.*, 2014). Da ognuna di queste serie è stata stimata una distribuzione GEV, i cui parametri sono reperibili in: <http://idro.arpalombardia.it/>

3.3 Toscana

In Toscana, per la stima dei massimi annui di altezza di pioggia giornaliera e di durata 1-24h, è stata scelta la distribuzione TCEV e utilizzato l’approccio gerarchico di stima dei parametri in 3 livelli sequenziali. Dopo validazione del set di dati aggiornati all’anno 2012, si è condotta l’analisi di frequenza usando il metodo indice, determinando le curve di crescita per le precipitazioni giornaliere e orarie in 4 regioni omogenee. La pioggia indice per ogni regione omogenea e per ogni durata di pioggia d è stata definita utilizzando un modello multivariato (*Caporali et al.*, 2008). L’analisi è stata utilizzata per determinare i parametri delle curve di possibilità pluviometriche distribuiti su tutto il territorio toscano e ricavati a livello puntuale in ogni stazione pluviometrica gestita dal SIR. (http://www.sir.toscana.it/supports/download/lspg_2012.pdf).

3.4 Basilicata

Manfreda et al. (2015) hanno aggiornato il database delle precipitazioni estreme in Basilicata. La dimensione campionaria delle serie storiche è stata incrementata ricorrendo a tecniche di interpolazione spaziale che hanno consentito la caratterizzazione dei parametri della distribuzione di probabilità GEV e TCEV. Questa analisi è stata utilizzata per la derivazione delle curve di possibilità pluviometriche su ciascuna delle stazioni pluviometriche operanti sul territorio per il sistema di allertamento della Protezione Civile della Basilicata (<http://www.protezionecivilebasilicata.it/>).

3.5 Calabria

Nell’ambito di un progetto POR il CAMILab (<http://www.camilab.unical.it>) ha sviluppato uno studio sulle piogge brevi regionali (*Biondi et al.* 2012, *Biondi et al.* 2013), che ha riguardato i seguenti aspetti: i) aggiornamento, rispetto al progetto VAPI Calabria, dei parametri della distribuzione TCEV, (curve di crescita K_T per ogni sottozona pluviometrica di interesse, invarianti rispetto alla durata); ii) calcolo dei parametri della curva di possibilità pluviometrica media (CPP), per stazioni con almeno 10 anni di osservazione (134 serie storiche), e spazializzazione degli stessi, tramite tecniche di kriging ordinario, per l’intero dominio regionale discretizzato in celle di risoluzione pari a 20 m. I valori dei parametri della CPP sono riportati, nel WEBGIS: http://160.97.12.152:81/Web_GIS_Por/map.phpml?language=it.

3.6 Sicilia

Lo Conti et al. (2007) e *Forestieri et al.* (2015) hanno aggiornato la procedura VAPI ampliando il

database delle precipitazioni estreme. In entrambi i lavori si è utilizzato un approccio gerarchico per la stima dei parametri basato su tre livelli, basato sulla suddivisione della Sicilia in sottoregioni omogenee (secondo quanto definito da *Hosking & Wallis*, 1997). Nel lavoro di *Forestieri et al.* (2015) l'identificazione di queste sottoregioni è avvenuta con un criterio oggettivo basato sull'analisi delle componenti principali e sull'algoritmo di clustering k-means. Le distribuzioni di probabilità utilizzate sono la GEV e la TCEV. I valori medi di precipitazione vengono riscalati sulla durata tramite la relazione di potenza a due parametri (a ed n), i quali sono stimati a scala regionale tramite tecniche di analisi spaziale (dipendenza dei parametri dalla pioggia media annua e ordinary kriging dei residui derivanti dalla componente deterministica).

3.7 Sardegna

Per la Sardegna è stato adottato il modello GEV per interpretare le distribuzioni dei massimi annui di precipitazione. Nello specifico, si è scelto di utilizzare un approccio geostatistico (basato sulla applicazione di un kriging per dati incerti al parametro di forma, al parametro di scala adimensionale, ed infine alla pioggia indice giornaliera). Con una procedura "leave-one-out cross-validation" si è dimostrata la maggiore accuratezza dell'approccio geostatistico rispetto all'approccio regionale (sia considerando una vecchia suddivisione in 3 zone omogenee, che con una nuova ipotesi di 5 zone omogenee). Infine, sono state ricavate delle espressioni quadratiche in funzione dei parametri giornalieri per determinare i coefficienti delle espressioni monomie che forniscono le precipitazioni di breve durata di assegnato periodo di ritorno.

4 CONCLUSIONI E PROPOSTE

La sintesi presentata, emersa a partire da un confronto spontaneo tra ricercatori operanti all'interno del Consorzio CINID, suggerisce l'utilità, per il "sistema paese" di un coordinamento tra le attività tecniche in essere e previste all'interno delle regioni. Laddove le analisi sono già terminate il criterio guida potrebbe essere quello di costruire una semplice infrastruttura a rete in grado di accedere a tutti i risultati in modo uniforme, per offrirli su un'unica interfaccia geografica. Nelle aree in cui non si sono ancora aggiornate le stime dei quantili di pioggia in base ai nuovi dati, sarebbe utile mettere a fattore comune le esperienze fatte ed offrirle a chi si accinge ad operare in un quadro, come detto, di sicura complessità.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Allamano, P., Bartolini, E., Claps, P., De Santis, D., Laio, F., Barbero, S., Graziadei, M. & Zaccagnino, M. Atlante delle precipitazioni intense, Le precipitazioni Intense in Piemonte: Distribuzione Regionale delle Piogge e Caratterizzazione Statistica dei Valori Estremi, Arpa Piemonte, Torino, 2013, pp. 34-49.
- Bartolini, E., Allamano, P., Laio, F., Claps, P. Analisi spaziale delle precipitazioni medie ed intense su Piemonte e Valle d'Aosta, Working-Paper 2011-02, Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Infrastrutture Civili, Politecnico di Torino, Torino, 2011
- Biondi, D., Claps, P., Cruscomagno, F., De Luca, D.L., Fiorentino, M., Ganora, D., Gioia, A., Iacobellis, V., Laio, F., Manfreda S. & Versace P. (2012). Dopo il VAPI: la valutazione delle massime portate al colmo di piena nell'esperienza del POR Calabria Atti del XXXIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Brescia, 10-15 Settembre 2012.
- Biondi, D., Cruscomagno, F., De Luca, D.L., Ferrari, E. & Versace P. (2013). La valutazione delle piene in Calabria: 1989-2013. Atti del XXXIV Corso di Aggiornamento Tecniche per la Difesa dall'Inquinamento, 2013, pp. 187-216. ISBN 978-88-97181-24-8
- Caporali, E., Cavigli, E. & Petrucci, A. The index rainfall in the regional frequency analysis of extreme events in Tuscany (Italy), *Environmetrics*, 2008, 19, 714-727.
- Forestieri, A., Lo Conti, F., Blenkinsop, S., Noto, L.V. & Fowler, H. Objective regional frequency analysis of extreme precipitation in Sicily, Italy, 10th International Workshop on Precipitation in Urban Areas, Pontresina, 2015
- Hosking, J.R.M. and J.R. Wallis, Regional Frequency Analysis, an approach based on L-moments, Cambridge Un. Press, 1997
- Lo Conti, F., Noto, L., La Loggia, G., & Cannarozzo, M. (2007), Regional Frequency Analysis of Extreme Precipitation in Sicily, Italy. In *Proceedings of Variability in space and time of extreme rainfalls, floods and droughts*, Cosenza, 2007.
- Manfreda, S., Aurelia, S., De Costanzo, G., Le Precipitazioni Estreme in Basilicata, *Universosud*, pp.146, 2015.
- Sulis, A.N. & Ubaldi, F. L'atlante delle piogge intense della Lombardia, Il Monitoraggio degli Eventi Estremi come Strategia di Adattamento ai Cambiamenti Climatici: le Piogge Intense e le Valanghe in Lombardia, Arpa Lombardia, Milano, 2013, pp. 5-15.
- Ubaldi, F., Sulis, A.N., Lussana, C., Cislighi, M. & Russo, M. A spatial bootstrap technique for parameter estimation of rainfall annual maxima distribution, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2014, 18(3), 981-995.

MODELLO FISICAMENTE BASATO PER LA STIMA DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DI UN PICCOLO BACINO NON STRUMENTATO

Nadia Crisponi¹, Antonio Annis^{2,3}, Fernando Nardi³, Carlo Ferranti⁴

(1) Politecnico di Torino, Corso Duca degli Abruzzi 24, 10129, Torino; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICEA), Università degli Studi di Firenze, Via di S. Marta, 3 - 50139 Firenze; (3) Water Resources Research and Documentation Center (WARREDOC), Università per Stranieri di Perugia, Piazza Fortebraccio 4, 06123, Perugia; (4) Autorità di Bacino del Fiume Tevere, via Monzambano 10, 00185, Roma.

ASPETTI CHIAVE

- Utilizzo degli strati informativi delle uso del suolo e delle pendenze per la stima delle velocità di scorrimento superficiale
- Modello sviluppato in ambiente GIS
- Stima fisicamente basata dei tempi di risposta del bacino in assenza di stazioni di misura idrometrica

1 INTRODUZIONE

La stima del tempo di concentrazione T_c è solitamente effettuata utilizzando formule empiriche che sono soggette ad estrema incertezza (Grimaldi et al., 2012). In Italia il T_c è stimato usando principalmente la formula di Giandotti, la formula di Kiprich, la formula SCS-CN e in alcuni casi utilizzando approcci che utilizzano sia parametri morfometrici che idrologici di tipo concentrato o raramente semi-distribuito (Chow and Maidment, 1988). E' ampia la letteratura scientifica che affronta l'impatto della scelta di metodo di stima del T_c sulle procedure di definizione dell'idrologia di progetto (e.g. McCuen, 2009).

In questo lavoro si affronta tale problematica verificando la possibilità di implementare un modello di stima del T_c fisicamente basato e spazialmente distribuito in funzione delle caratteristiche pedologiche e morfologiche delle superfici scolanti. Il principio di lavoro è di sviluppare una procedura di stima del T_c analizzando il percorso di ruscellamento delle acque nel processo idrologico di formazione delle piene dei bacini idrografici in cui è predominante il fenomeno di formazione della piena per deflusso superficiale in condizioni di predominante saturazione dello strato superficiale dei terreni.

Il metodo proposto sfrutta gli strati informativi largamente disponibili dell'uso del suolo e delle pendenze, direttamente derivabile dai Modelli Digitali del Terreno (DTM), per determinare il reticolo di drenaggio e le relative velocità di scorrimento (Maidment and Djokic, 2000). Il campo delle velocità è stimato, cella per cella, calibrando un modello semplificato del complesso fenomeno di formazione e propagazione dei flussi superficiali finalizzato alla stima del tempo della risposta idrologica lungo i percorsi di drenaggio. Il modello, sviluppato sfruttando a pieno i dati e le funzioni di analisi geospaziale dei GIS (Maidment and Djokic, 2000), consente di stimare automaticamente il T_c discretizzando il bacino in versanti e reticolo idrografico ed stimando le velocità di scorrimento lungo il più lungo percorso di drenaggio in funzione di predefinite combinazioni di classi di uso del suolo e di pendenza.

Il modello presentato è applicato al reticolo secondario dell'area urbana di Roma con particolare riferimento al bacino del Rio Galeria che è stato utilizzato come bacino pilota degli studi idrologici ed idraulici di aggiornamento del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino del fiume Tevere.

2 IL BACINO PILOTA DEL RIO GALERIA

Il Rio Galeria è un affluente in destra idraulica del fiume Tevere con una superficie del bacino idrografico apparente di circa 150 km² e con l'asta principale che misura circa 33 km (figura 1). Il bacino del Galeria,

appartenente al reticolo secondario del fiume Tevere, è uno dei pochi bacini dell'area urbana romana dotato di stazioni di misura pluviometriche (La Storta, Ottavia e Massimina) ed idrometriche (sezioni di valle di Ponte Galeria poco a monte della confluenza nel Tevere).

Per il bacino sono disponibili tutte le informazioni territoriali ed idrologiche di interesse ed in particolare: il DTM e l'uso del suolo CORINE (risoluzione 5 m) della base dati regionale delle CTRN in scala 1:5000, le serie storiche dei dati pluviometrici ed idrometrici resi disponibili dall'Ufficio Idrografico di Roma ed ulteriori informazioni ancillari per la caratterizzazione morfologica e pedologica del bacino.

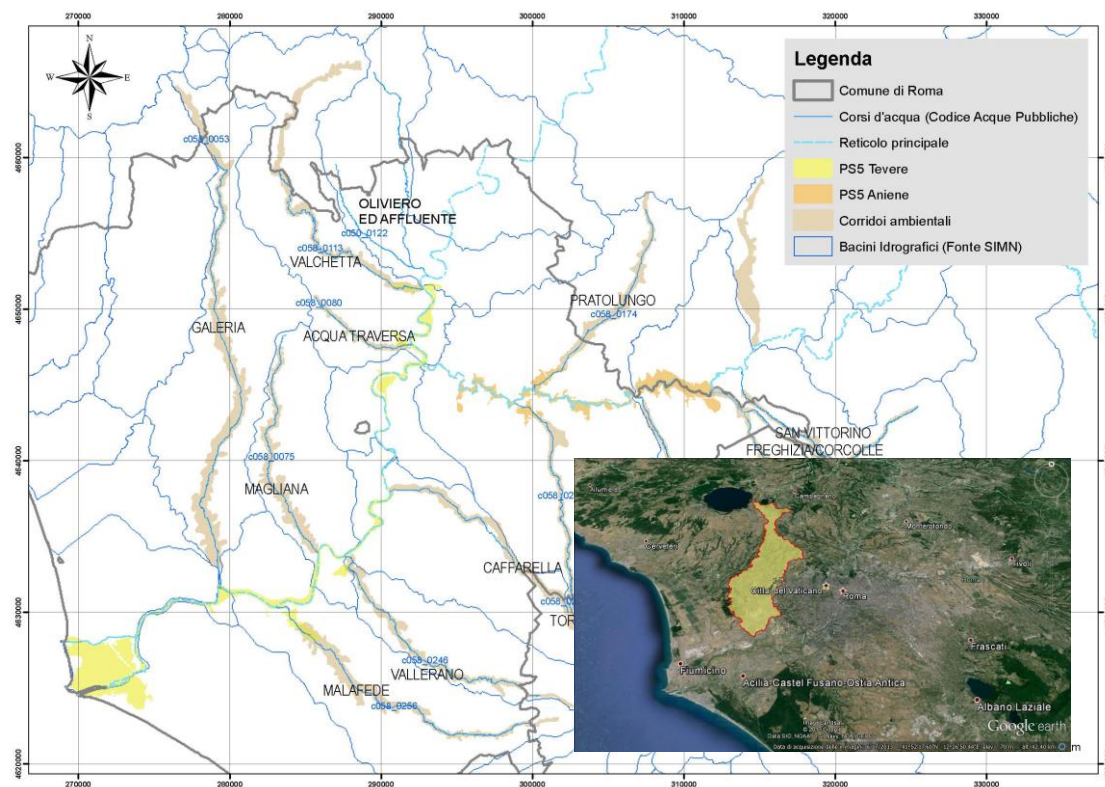


Figura 1 - Inquadramento dell'area di studio: bacino del Rio Galeria

3 METODOLOGIA DI STIMA DEL TC PER LA MODELLAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI

La metodologia proposta si basa sull'uso degli strumenti di comune utilizzo nelle applicazioni di modellazione idrologica. Lo strumento utilizzato è il software HEC-HMS dell'Hydrologic Engineering Center (U.S. Army Corps of Engineers, 2010). L'elaborazione dei dati geospaziali e delle procedure preliminari di stima dei parametri di ingresso è effettuata mediante l'Hec-GeoHMS (U.S. Army Corps of Engineers, 2009), estensione di ESRI ArcGIS, per la fornitura dei parametri di ingresso del modello idrologico afflussi-deflussi in ambiente GIS.

Il bacino è suddiviso in sottobacini considerando una soglia minima per la definizione del reticolo idrografico di 5 km². Per ogni sottobacino GeoHMS stima in automatico utilizzando il DTM e l'uso del suolo come dati di input: il centroide di riferimento (Center of Gravity) del bacino con relativa quota media di riferimento; il percorso idraulicamente più lungo (Longest Flow Path) con relativa quota, il percorso idraulicamente più lungo riferito al centroide (Centroidal Flow Path), il Curve Number (CN), la percentuale di aree impermeabili ed il tempo di corrivazione Tc. Il CN è definito a priori in funzione delle classi di uso del suolo utilizzando valori di letteratura. Il Tc è calcolato con il metodo TR-55, sviluppato dal NRSC, Natural Resource Conservation Service, utilizzando le impostazioni di calibrazione fornite con il software che sono state tarate per piccoli bacini urbanizzati negli Stati Uniti (NRCS, 1986).

Il metodo proposto si basa sulla calibrazione dei parametri di ingresso del TR-55 per una stima del T_c congruente con il metodo fisicamente basato proposto. La procedura si basa sui seguenti 3 passi.

Passo 1) Stima preliminare del T_c con modello fisicamente basato

Il T_c è stimato secondo la seguente formulazione dei tempi di risposta che è finalizzata alla definizione della matrice dei tempi di residenza delle acque ruscellanti sul bacino:

$$T_i = \frac{L_v(i)}{V_v} + \frac{L_c(j)}{V_c} \quad (1)$$

dove T_i è il tempo di residenza della generica cella i del bacino nel suo percorso da monte verso la sezione di chiusura, L_v e L_c , V_v e V_c sono rispettivamente le distanze idrologiche e le velocità di flusso medie su versante e su canale della cella i -esima. Il tempo di corrivazione è definito come il massimo della matrice dei tempi di residenza. Per ogni cella versante del bacino viene associata una velocità di flusso in funzione della lettura della classe di pendenza e di uso del suolo corrispondente, mentre ad ogni cella canale del bacino viene associata una velocità di scorrimento in funzione della sola classe di pendenza secondo le equazioni:

$$V_c = f\left(p\right) \quad V_v = f\left(p, u\right) \quad (2)$$

Essendo V_c e V_v rispettivamente le velocità sui canali e sui versanti, p la pendenza, u l'uso del suolo.

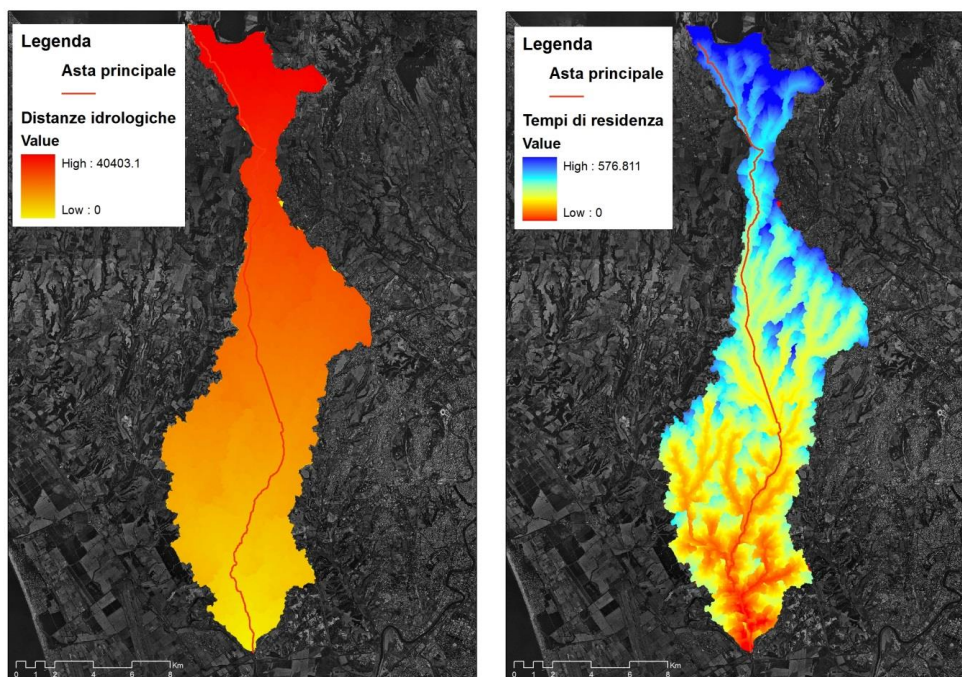


Figura 2. Rappresentazione della matrice dei percorsi drenanti (distanze idrologiche a sinistra) e la matrice dei tempi di residenza [min] stimati per il Rio Galeria

Disponendo di dati misurati per il Rio Galeria, il tempo di corrivazione stimato usando il metodo delle velocità di scorrimento fisicamente basato esposto, è stato calibrato secondo i tempi di risposta osservati in occasione degli eventi di piena del 2008 e 2010. Il metodo è ovviamente utilizzabile per ogni bacino non strumentato a patto di fornire una stima preliminare delle velocità di scorrimento in funzione delle proprietà dei terreni. Tale parametrizzazione, se non disponibile un bacino limitrofo dotato di registrazioni di eventi di piena per la calibrazione, può essere ottenuta per regionalizzazione dei parametri di bacini in zone climatiche omogenee o per assunzione di valori di letteratura di riferimento (rif. EBA4SUB, Petroselli e Grimaldi, in stampa).

Passo 2) Stima del T_c tramite il metodo TR-55

Il T_c è calcolato con la metodologia TR-55 della NRCS che differenzia tre tipi di regime di flusso: Flusso laminare su versante (Sheet flow); Flusso a bassi tiranti concentrato/canalizzato (Shallow concentrated flow);

Flusso di corrente in canale a superficie libera (Channel flow). Il metodo è applicato per la stima del T_c utilizzando come parametro di calibrazione il coefficiente di Manning n mentre gli altri parametri sono stimati in automatico dal modello (lunghezza L dei percorsi drenanti, area contribuyente A , pendenza, velocità e raggio idraulico) in funzione dei tre regimi di flusso che caratterizzano rispettivamente i versanti, le zone di transizione ed i canali del reticolo di scolo principale.

Passo 3) Calibrazione e modellazione afflussi-deflussi

Il modello idrologico NRCS TR-55 – tarato utilizzando il parametro di scabrezza ed i CN per ottenere un T_c compatibile con il metodo fisicamente basato sopra esposto - è applicato per l'analisi idrologica afflussi-deflussi con il software HEC-HMS. L'applicazione del modello, una volta effettuata la stima preventiva del T_c con il modello fisicamente basato proposto, fornisce degli idrogrammi di piena maggiormente rispondenti alle osservazioni soprattutto se confrontati con i risultati dell'applicazione non calibrata del TR-55 che è basata sui *Lag Time* tarati su dati di letteratura originariamente sperimentati sui piccoli bacini pianeggianti degli Stati Uniti. I risultati dell'applicazione della procedura proposta al caso di studio dell'evento di piena del Rio Galeria del 2008 è rappresentato in Figura 3..

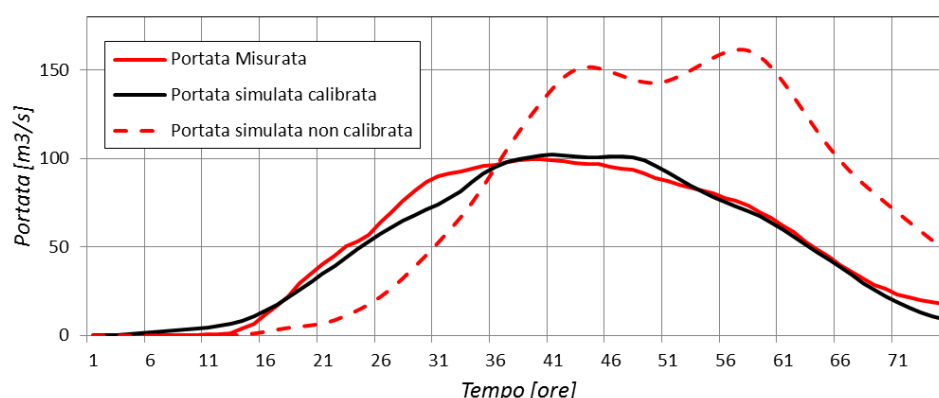


Figura 3 – Confronto degli idrogrammi di piena simulati con quello misurato nell'evento di piena del 2008. La curva tratteggiata corrisponde alla risposta simulata con il Tr-55 non calibrato

4 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro, è stata applicata una metodologia di stima dei tempi di risposta del bacino per la taratura del modello idrologico di largo utilizzo HEC-HMS (modulo TR-55) effettuando una calibrazione fisicamente basata secondo predefinite classi di uso del suolo e pendenza. Una volta effettuata la stima preventiva del tempo di risposta del bacino e calibrato di conseguenza il modello TR-55 secondo la formulazione proposta, il metodo esprime buone potenzialità per la corretta riproduzione del tempo di risposta di bacini non strumentati.

5 RINGRAZIAMENTI

Il lavoro è stato sviluppato grazie al supporto economico del Premio del Gruppo Italiano d'Idraulica (GII) per i migliori Master Students in Ingegneria della Acque ricevuto nel 2015 dall'Ing. Nadia Crisponi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Chow, V.T., Maidment, D.R., and Mays, L.W., Applied hydrology, McGraw Hill, New York, 1988, 572.
 Grimaldi, S., Petroselli, A., Tauro, F., and Porfiri, M., Time of concentration: a paradox in modern hydrology, Hydrological Sciences Journal, 57(2), 2012a, 217-228.
 Maidment D., Djokic D., Hydrologic and Hydraulic modeling support, Esri Press, 2000
 McCuen, R.H. 2009. Uncertainty analyses of watershed time parameters. Journal of Hydrologic Engineering, 14(5): 490–498.
 NRCS (National Research Conservation Service). 1986. Urban hydrology for small watersheds, Washington, DC: US Department of Agriculture, Technical Release no. 55.
 Petroselli, A., Grimaldi, S. (in stampa), Design hydrograph estimation in small and fully ungauged basins: a preliminary assessment of the EBA4SUB framework, Journal of Flood Risk Management
 US Army Corps of Engineers, Hec-GeoHms Geospatial Hydrologic Modelling Extension - User's Manual, version 4.2, May 2009
 US Army Corps of Engineers, Hec-Hms Hydrologic Modelling System – User's Manual, version 43.5, March 2010

NUBIFRAGI ECCEZIONALI IN ITALIA: ANALISI PRELIMINARE DI RILEVANZA SUGLI EVENTI 1920-2000

Andrea Libertino¹, Stefano Macchia¹ & Pierlugi Claps¹

(1) Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture, Politecnico di Torino, ITALY

ASPETTI CHIAVE

- Non esiste ancora una definizione tecnica univoca dei fenomeni super-estremi di precipitazione
- I meccanismi meteorologici alla base dei cicloni 'esplosivi' richiedono un riscontro basato sui dati
- Le analisi di rilevanza proposte a scala nazionale possono consentire di individuare direzioni di approfondimento

1 PREFAZIONE

Negli ultimi anni i grandi nubifragi si sono rivelati la causa prevalente di vittime da eventi naturali. Dati in proposito sono reperibili in: <http://polaris.irpi.cnr.it/report/last-report/> (v.a. Salvati *et al.*, 2010) anche se l'impatto mediatico di questi eventi è da solo sufficiente a giustificarne la rilevanza. In Claps *et al.* (2013) si sono suggerite direzioni di approfondimento a supporto dell'analisi statistica dei Super-Estremi pluviometrici. In Claps *et al.* (2016) tali indicazioni sono rilanciate nella direzione del tentativo di compilare una base di dati aggiornata a scala nazionale.

Per Super-Estremi si intendono qui eventi (pluviometrici) che presentano grandissima intensità relativa (ovvero intensità misurata rapportata al valor medio di lungo periodo) su durate brevi (6 ore o meno) o per durate di 24-36 ore. In merito alla ricostruzione dei meccanismi responsabili delle cosiddette "meteorological bombs" (Sanders e Gyakum, 1980; Koroutzoglou *et al.*, 2011) si rimanda alla corrispondente letteratura. Per questi eventi e per quelli di durata maggiore, che hanno ampie scale spaziali di genesi meteorologica (v. es. Turato *et al.*, 2004, Merz *et al.*, 2012) risulta in ogni caso necessario costruire indagini sistematiche, allo scopo di mettere insieme una base di informazione sufficiente a supportare metodi statistici basati su concetti di "prossimità" degli eventi all'interno di aree suscettibili a questo tipo di precipitazioni. L'analisi di piogge estreme in 24 ore beneficia poi del fatto che eventi accaduti in tempi remoti possono essere documentati anche attraverso gli estremi annui della pioggia giornaliera, misurati con i vecchi strumenti manuali.

In questo lavoro si presentano risultati preliminari relativi all'elaborazione di banche dati relative agli eventi pluviometrici storici in Italia. La finalità attuale è quella di valutare in modo descrittivo criteri di attribuzione di soglie che consentano una coerente selezione di eventi super-estremi, preliminare all'individuazione di aree geografiche 'sensibili', all'interno delle quali indirizzare la ricerca di concause alla formazione di tali eventi. Tali criteri potrebbero essere confrontati con considerazioni su base idro-meteorologica (es. Casas *et al.*, 2011). Scopo finale delle analisi prefigurate è quello di attribuire probabilità non irrilevanti, in particolari aree, ad eventi in cui ci si è avvicinati alle condizioni idrometeorologiche limite, e che palesemente mostrano ricorrenze non basse, difficili da individuare senza raggruppare coerentemente stazioni "omogenee". È importante specificare che, alla luce della limitatissima numerosità degli eventi in questione, diventa fondamentale esaminare con accuratezza i possibili effetti derivanti dalla disomogeneità campionaria e, successivamente, quelli derivanti dalla correlazione spaziale (v. es. De Luca *et al.*, 2010).

2 DATI ANALIZZATI

Ancora oggi, l'unica fonte coordinata di dati che possano consentire l'analisi che viene qui prefigurata è quella relativa agli annali idrologici del SIMN (ISPRA, 2009). A seguito delle attività del progetto VAPI (CNR, 1994) i massimi annui di durata 1-24 ore e gli estremi giornalieri VAPI sono confluiti nella banca dati del progetto CUBIST (<http://www.cubist.polito.it/>). La consistenza dei dati, in termini di valori annualmente disponibili, è riportata in figura 1, dove si nota come gli estremi giornalieri costituiscano un campione notevolmente più ampio rispetto a quelli relativi alle durate sub-giornaliere almeno fino agli anni '80.

Al fine di proporre elementi utili all'individuazione di un valore soglia per la definizione degli eventi

super-estremi i dati a disposizione sono stati esaminati in blocco (si parla di 60633 massimi in 24 h e 179491 massimi giornalieri). In figura 2 sono rappresentate le curve di frequenza di superamento per entrambe le grandezze. Nei due casi, i quantili relativi alla frequenza di superamento dell'1% risultano essere pari a 250 mm per le 24 ore e 225 mm per le piogge giornaliere, con un rapporto tra i quantili pari a 1.11. In tabella 1 si riportano le frequenze di superamento di quantili compresi tra 200 e 600 mm, ed il conteggio degli eventi corrispondentemente superiori alle date soglie. Pare evidente l'utilità, nelle analisi a venire, di tenere in adeguata considerazione i massimi giornalieri, previa valutazione del rapporto numerico da considerare in relazione ai massimi di 24 ore.

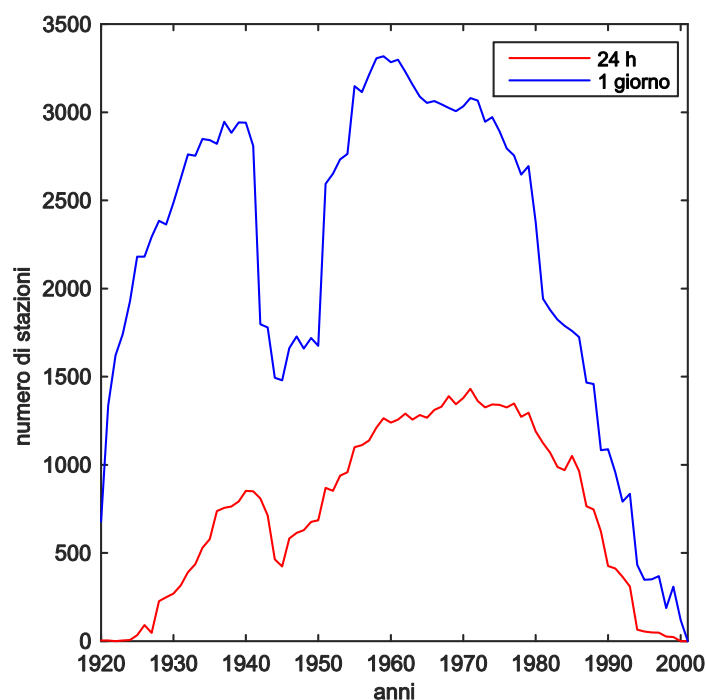


Figura 1. Consistenza della banca dati CUBIST per le durate 24 ore e giornaliera tra il 1920 e il 2001.

Soglia	24 ore	24 ore (%)	1 giorno	1 giorno (%)
200 mm	1765	2.911	3235	1.802
300 mm	290	0.478	490	0.273
400 mm	65	0.107	95	0.053
500 mm	24	0.040	18	0.010
600 mm	7	0.012	6	0.003

Tabella 1. Numero e percentuale di eventi sopra soglia al variare della stessa.

3 ANALISI PRELIMINARE DI RILEVANZA

Per quanto detto in precedenza, si è proceduto a valutare, sui valori estremi più importanti, l'effetto di grandezze che consentano di esaminarne la rilevanza (entità relativa). Il fine è quello di selezionare eventi realmente "al limite", distinguendoli da altri, pur intensissimi, verificatisi in località caratterizzate da elevate precipitazioni medie. Una delle possibili ricadute di questa analisi va nella direzione di far emergere aree del territorio nazionale dove, pur a fronte di una chiara esposizione ad eventi di grandissima entità, la storia delle precipitazioni non aiuta le comunità locali ad assumere atteggiamenti prudenziali né nella pianificazione, né nella progettazione e tanto meno nel tramandare comportamenti adeguati in corso di evento.

La prima grandezza di riferimento considerata è la precipitazione media annua. Non essendo disponibile

un catalogo delle precipitazioni medie annue per il territorio italiano, si è qui fatto riferimento ad un'analisi geo-statistica che fornisce relazioni di stima per i totali annui sull'intero territorio nazionale (Laguardia,

2011). Le stime sono ottenute mediante serie di Fourier che rappresentano i regimi di precipitazione in punti qualsiasi del territorio nazionale. I parametri delle serie di Fourier sono legati, tramite regressioni lineari multiple, a parametri geografici e morfologici.

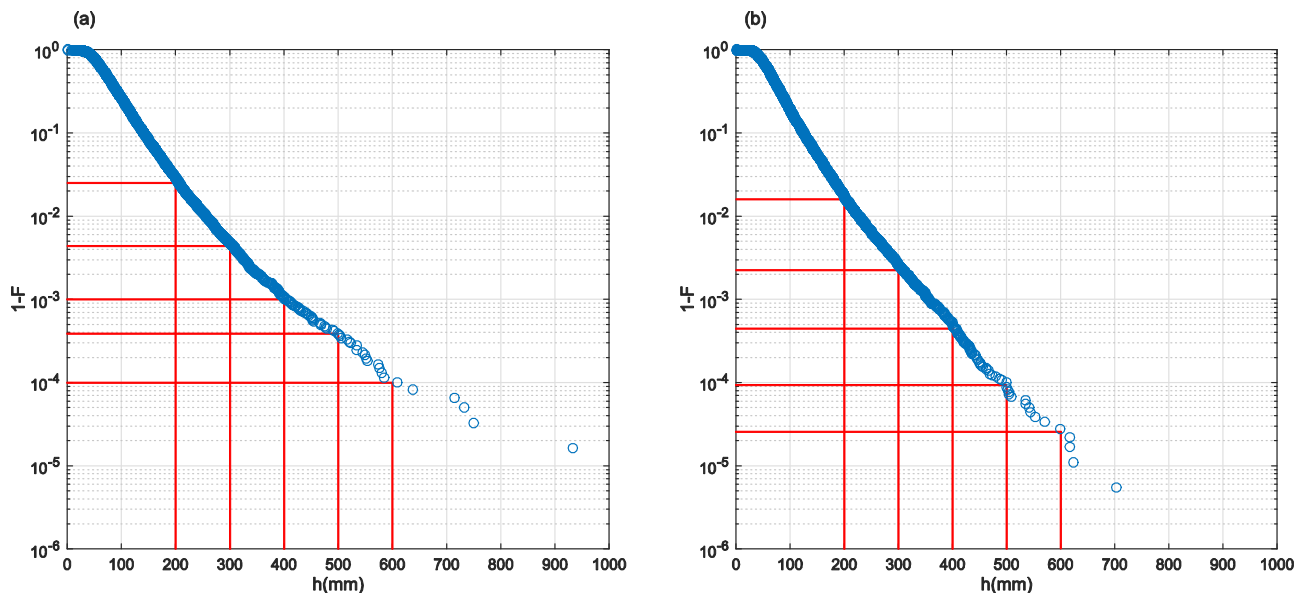


Figura 2. Distribuzione di frequenza empirica dei massimi a (a) 24 ore e (b) 1 giorno contenuti nel database CUBIST

Si propone quindi un indice di severità I_s , inteso come rapporto tra il massimo assoluto della serie storica (quindi, un valore per ogni stazione, indipendentemente dalla dimensione campionaria della serie), chiamato max^2 e la precipitazione media annua nella posizione corrispondente alla stazione:

$$I_s = max^2(h_d) / MAR \quad (1)$$

La grandezza h_d è il massimo annuo di durata d (24 h o 1g). MAR è la precipitazione media annua stimata. In figura 3b si riportano le posizioni geografiche delle stazioni nelle quali si sono ottenuti rapporti I_s superiori a 0.3. Verifiche di congruenza sono state fatte per alcune decine di casi singolari, utilizzando i valori medi di stazione per controllo.

Un secondo indice di severità utilizzato è il fattore di crescita, definito nel “metodo indice” come:

$$K_T = max^2(h_d) / E(max(h_d)) \quad (2)$$

La capacità selettiva di questo indicatore è ricavabile dalla mappa riportata nella figura 3 (pannello a). Il passaggio dai valori K_T ai periodi di ritorno caratteristici degli eventi si presenta improbo, ancorché necessario per fini di valutazione di pericolosità dei territori indagati. Le azioni da intraprendere per effettuare questo passaggio sono state richiamate in Claps et al. (2016).

Da un'analisi qualitativa delle mappe riportate in figura 3 si possono ricavare alcune considerazioni. L'indicatore K_T non sembra essere particolarmente efficace, dal momento che l'ampia presenza di valori significativi nell'area alpina (Friuli in particolare) non presenta entità di riscontri storici pari alla densità di valori che emergono dalla mappa di figura 3a). L'indice di severità sul valore medio annuo si presenta indicatore più significativo e, forse, potenzialmente più robusto dell'altro, in ragione della minore variabilità spaziale della media annua rispetto alla media degli estremi in 24 ore / 1 giorno.

Nelle elaborazioni a venire si istituiranno collegamenti tra le evidenze di figura 3 con i quantili emersi dall'analisi statistica descrittiva, ma la figura 3b) evidenzia già indicazioni chiare sulle aree a maggior incidenza di situazioni di pericolosità idraulica derivante dai grandi nubifragi. Tra le direzioni di successiva indagine si evidenzia quella di valutare il ruolo del rilievo in prossimità della costa nel favorire fenomeni di precipitazione intensi e ad alta persistenza. Sicuramente, un ruolo di primo piano è da attribuire alla

posizione dei territori rispetto alle masse d'acqua del Mediterraneo, con relativa connessione alle temperature superficiali del mare, ed in relazione ai flussi tipici dei cicloni extra-tropicali (es. Jansà, 1997, Koroutzoglou *et al.*, 2011).

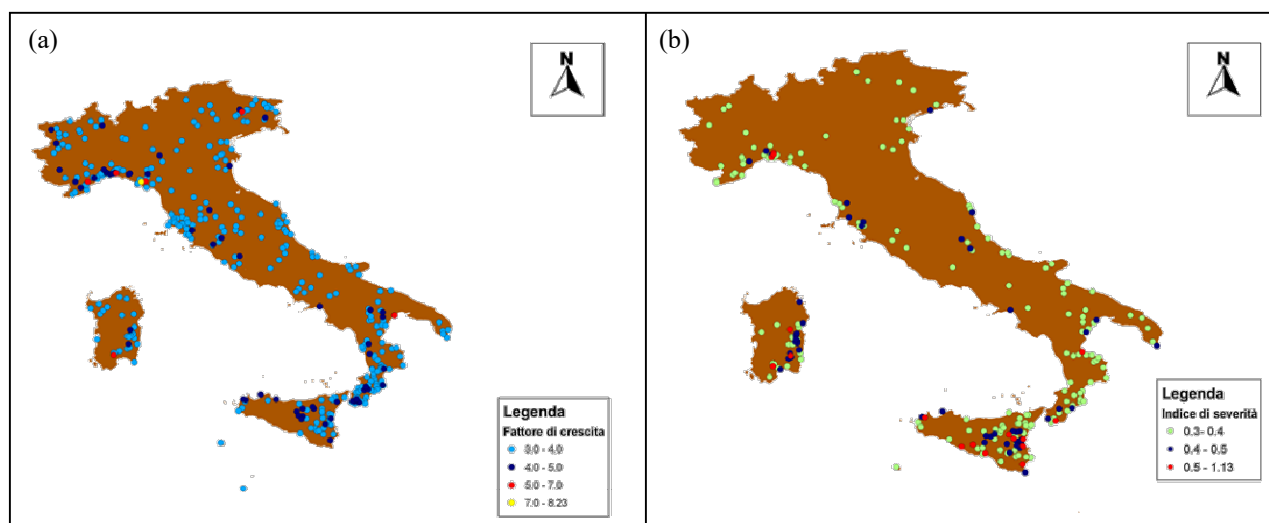


Figura 3. Eventi identificati come “super-estremi” per il valore del (a) fattore di crescita e (b) dell’indice di severità

Nel rimarcare l’aspetto descrittivo ed il carattere non esaustivo di quanto qui presentato, si sottolinea l’esigenza di mettere insieme una base dati delle piogge intense finalmente completa sul territorio nazionale. Questa rappresenta una condizione indispensabile ad incoraggiare gli sforzi ancora da approfondire per la definizione di metodiche statistiche di nuova generazione, in grado di consentire una stima di pericolosità idrologica da nubifragio compatibile con le percezioni che i media hanno consolidato negli ultimi anni.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Casas, M. C., Rodriguez, R., Prohom, M., Gazquez, A., & Redaño, A., Estimation of the probable maximum precipitation in Barcelona (Spain), *International Journal of Climatology*, 2011, 31(9), pp. 1322–1327.
- Claps, P., Laio, F., & Allamano, P., Gli Estremi degli Estremi: Eventi eccezionali e piogge di progetto, *Atti dei Convegni Lincei n.270: Cosa non funziona nella difesa dal rischio idro-geologico nel nostro paese? Analisi e rimedi*, Accademia dei Lincei, Roma, 2012.
- Claps, P., Caporali, E., Chiarello, V., Deidda, R., De Luca, L., Giuzio, L., Libertino, A., Lo Conti, F., Manfreda, S., Noto, L., & Versace, P., Stima operativa delle piogge estreme sul territorio nazionale: nuovi metodi e possibili sinergie, XXXV Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Bologna, 2016.
- CNR, Consiglio Nazionale delle Ricerche, La valutazione delle piene in Italia – Rapporto nazionale di sintesi a cura di Ferrari, E., & Versace, P., Roma, 1994.
- De Luca C., Furcolo P., Rossi F., Villani P., & Vitolo C., Extreme rainfall in the Mediterranean, *Proceedings of the STAHY Workshop: Advances in Statistical Hydrology*, Taormina, 2010, pp. 1-11.
- ISPRA, 2009 (Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale), Progetto Annali, http://www.isprambiente.gov.it/site/it/IT/Progetti/Progetto_Annali/
- Jansà, A., A general view about Mediterranean meteorology: cyclones and hazardous weather. *Proceedings of the INM/WMO International symposium on Cyclones and Hazardous Weather in the Mediterranean*, Palma de Mallorca, 1997, pp.33-42.
- Kouroutzoglou, J., Flocas, H. A., Keay, K., Simmonds, I., & Hatzaki, M., Climatological aspects of explosive cyclones in the Mediterranean, *International Journal of Climatology*, 2011, 31 (12), pp. 1785-1802.
- Laguardia, G., Representing the precipitation regime by means of Fourier series, *International Journal of Climatology*, 2011, 31, pp.1398-1407.
- Merz, B., Cioffi, F., Rus Peres, E., Purini, R., Reusser, J., & Lall, U., From local to global classification of atmospheric circulation patterns associated with some European floods., *EGU General Assembly Conference Abstracts*, Vienna, 2012, Vol. 14, p. 7721.
- Salvati, P., Bianchi, C., Rossi, M., & Guzzetti, F., Societal landslide and flood risk in Italy. *Natural Hazards and Earth System Science*, 2010, 10(3), pp. 465-483
- Sanders, F., & Gyakum, J., Synoptic-Dynamic Climatology of the “Bomb”, *Mon. Wea. Rev.*, 1980, 108, 1589–1606.
- Turato, B., Reale, O., & Siccardi, F., Water Vapor Sources of the October 2000 Piedmont Flood. *Journal of Hydrometeorology*, 2004, 5(4), pp. 693-712.

SULLA DIVERSITA' DELLE SOGLIE PLUVIOMETRICHE

Pasquale Versace¹ & Davide Luciano De Luca¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Informatica, Modellistica, Elettronica e Sistemistica, Università della Calabria

ASPETTI CHIAVE

- Le soglie pluviometriche sono un elemento essenziale dei sistemi di allertamento per il rischio idrogeologico
- Le soglie pluviometriche non hanno un'unica tipologia ma possono differire significativamente per almeno tre aspetti
- La classificazione proposta prevede otto diverse configurazioni delle quali sono analizzate le quattro più utilizzate

1 INTRODUZIONE

Il 10/02/2016 la Protezione civile ha fissato i "Metodi e criteri per l'omogeneizzazione dei messaggi del Sistema di allertamento nazionale per il rischio meteo-idrogeologico e idraulico e della risposta del sistema di protezione civile", che in qualche misura modificano alcune delle indicazioni presenti nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 27/02/2004 e s.m.i., per oltre 10 anni documento base per la gestione del sistema di preannuncio di inondazioni e frane in Italia. Il documento di febbraio unifica, nei fatti, criticità (ordinaria, moderata, elevata) e allertamento (attenzione, preallarme, allarme) che nella Direttiva del 2004 erano due momenti diversi, di competenza rispettivamente dei Centri Funzionali e della Protezione civile regionale. I livelli di criticità e di allertamento sono contraddistinti con un codice di colori (giallo, arancione e rosso) sulla base delle previsioni meteo e dei dati delle reti locali di monitoraggio. Per ciascun livello sono descritti gli scenari di evento e di rischio che potrebbero determinarsi. Gli interventi di contrasto, mitigazione e salvaguardia sono rimandati alle cosiddette fasi operative nelle quali si sviluppa gradualmente la risposta del sistema di protezione civile. La relazione tra allertamento e fasi operative non è automatica ma è definita caso per caso dalle singole regioni. Il documento, tuttavia, non fornisce indicazioni circa i criteri di attivazione delle diverse fasi di allertamento se non facendo riferimento in modo generico a soglie laddove si legge che *"per ciascuna zona d'allerta è stabilito dalle Regioni/Province Autonome un sistema di soglie di riferimento corrispondente a scenari d'evento predefiniti articolati su tre livelli di ordinaria, moderata ed elevata criticità"*.

In pratica rimane nell'autonomia delle singole Regioni fissare i criteri in base ai quali attivare le diverse fasi di criticità-allertamento, con tutti i problemi di disomogeneità che questo fatto comporta e che sono già presenti nel sistema attualmente vigente.

In particolare l'identificazione delle soglie pluviometriche da utilizzare per il passaggio da un livello di criticità al successivo risente di un inadeguato livello di approfondimento e finisce per assumere significati diversi nelle applicazioni sviluppate dai diversi soggetti. Il problema principale è legato al significato del passaggio da un livello di criticità al successivo. Le opzioni sono due: l'incremento di livello significa che aumenta la probabilità che l'evento temuto si verifichi oppure significa che possono verificarsi eventi con caratteristiche crescenti per intensità, persistenza ed estensione. Nei fatti la prassi prevalente e le citate indicazioni operative del Dipartimento di Protezione Civile finiscono per privilegiare la seconda opzione.

Un'altra questione altrettanto rilevante riguarda la tendenza diffusa ad immaginare le soglie come se ci fosse un'unica tipologia, mentre nella realtà si possono avere differenze significative.

In questo lavoro ci si sofferma sul secondo tema, fornendo una panoramica delle varie tipologie di soglia pluviometrica che si possono utilizzare in fase di allertamento e cercando di proporre una classificazione. In particolare le soglie saranno distinte in base ai seguenti aspetti: i) caratteristiche dell'indicatore pluviometrico I ; ii) relazione tra probabilità di accadimento $P[E/I]$ dell'evento E ed i valori assunti dall'indicatore I ; iii) tipologia degli input pluviometrici (piogge misurate o piogge previste).

2 SCHEMI A SOGLIA PLUVIOMETRICA

In generale, è possibile definire un indicatore I , funzione delle precipitazioni antecedenti, e che si assume

correlato alla probabilità di accadimento $P[E/I]$ di un determinato scenario di evento E . Ad esempio si possono considerare come indicatori pluviometrici: 1) la portata stimata con un modello afflussi-deflussi; 2) il fattore di sicurezza derivante dall'applicazione di un modello di stabilità dei pendii; 3) il valor medio dell'intensità di pioggia su assegnate durate. Il modello utilizzato per costruire I può restituire, per ogni intervallo temporale di indagine, o un valore univoco di I (Figura 1a), oppure una funzione di probabilità cumulata $F(I)$, connessa al grado di indeterminazione parametrica del modello stesso (Figura 1b).

La probabilità $P[E/I]$ può essere, a sua volta, modellata o in modo più generale (Figura 1c):

$$P[E|I] = \begin{cases} 0 & \text{se } I < I_1 \\ g(I) & \text{se } I_1 \leq I \leq I_2 \\ 1 & \text{se } I > I_2 \end{cases} \quad (1)$$

in cui $g(\cdot)$ è una generica funzione monotona non decrescente che può assumere valori compresi tra 0 e 1 nell'intervallo $[I_1; I_2]$; I_1 è il valore di I al di sotto del quale l'evento è impossibile, mentre per valori di I superiori a I_2 l'evento è certo. La funzione a gradino ampiamente usata nei sistemi di preannuncio è una semplificazione dell'Eq. (1), che si ottiene assumendo che esista un valore critico di I , $I_1 = I_2 = I_{cr}$, al di sotto del quale l'evento è impossibile, mentre è certo quando è $I \geq I_{cr}$ (Figura 1d):

$$P[E|I] = \begin{cases} 0 & \text{se } I < I_{cr} \\ 1 & \text{se } I \geq I_{cr} \end{cases} \quad (2)$$

Il criterio di scelta di I_{cr} non è univoco: nel caso della previsione dell'innesco franoso, ad esempio, si può scegliere il più basso valore di I al di sopra del quale si sono verificati eventi (lower limit, *Godt et al.*, 2006), oppure il più alto valore di I per cui non si sono avuti eventi (upper limit, *Cannon et al.*, 2008) oppure può essere un valore intermedio, ottenuto, per esempio, minimizzando il numero di Mancati Allarme e Falsi Allarme utilizzando specifiche procedure di ottimizzazione (e.g. analisi ROC, *Fawcett*, 2006).

Una terza ed ulteriore distinzione tra le procedure di identificazione delle soglie pluviometriche è legata al fatto di utilizzare solo la pioggia misurata in tempo reale (Figura 1e), oppure anche le previsioni derivanti da modelli meteo e/o stocastici (Figura 1f), che per loro natura non forniscono valori univoci ma una serie di traiettorie pluviometriche che possono essere o meno equiprobabili.

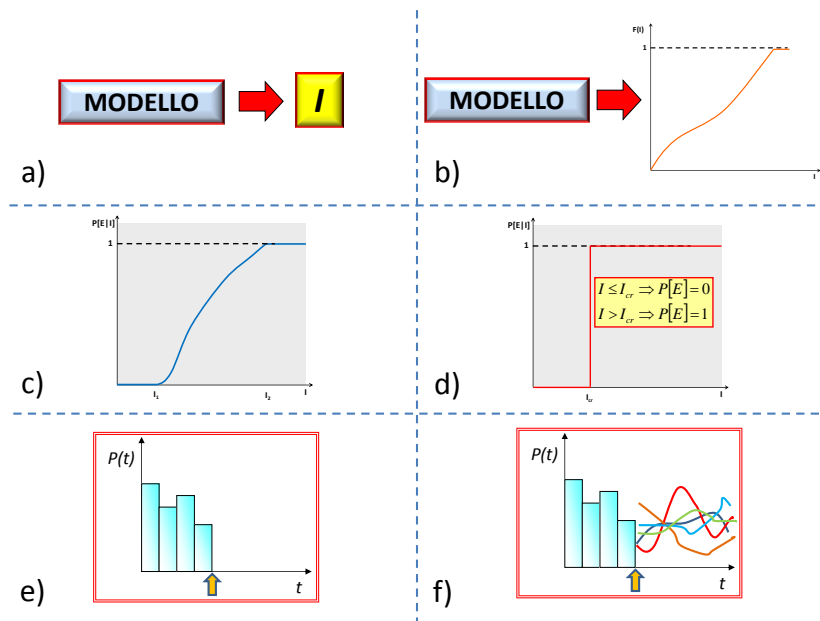


Figura 1. Diversi aspetti che caratterizzano uno schema a soglia pluviometrica. Definizione dell'indicatore I : valore univoco (a), funzione di probabilità cumulata (b). Modellazione della probabilità dell'evento E in funzione dell'indicatore I tramite funzione continua (c), o tramite funzione a gradino (d). Utilizzo delle sole piogge misurate (e), o anche delle previsioni future (f)

Complessivamente, dunque, in un sistema di allertamento si possono avere in base allo schema proposto otto diverse tipologie di soglie pluviometriche, ciascuna delle quali consente di derivare i valori che fissano i livelli di criticità ordinaria, moderata ed elevata, indicati nel seguito con LC_1 , LC_2 ed LC_3 , rispettivamente. A titolo d'esempio, in questo lavoro si analizzano quattro tipologie di soglia.

Nello schema più semplice, indicato nel seguito come schema A (Figura 2a), si ipotizza che il modello restituisca un valore univoco dell'indicatore I , che la probabilità $P[E/I]$ sia definita in base alla funzione a gradino riportata nell'Eq. (2), e che si utilizzino solo le piogge misurate. In questo caso l'unico confronto possibile è tra il valore corrente di I e il valore critico I_{cr} . I livelli di criticità LC_1 , LC_2 ed LC_3 possono essere assunti pari a delle percentuali, rispettivamente ξ_1 , ξ_2 e ξ_3 , del valore critico I_{cr} . È da osservare che in base all'Eq. (2), la probabilità di occorrenza dell'evento, associata ai tre livelli di criticità così definiti, è nulla e quindi questo tipo di soglia si presta più ad essere usato nel caso in cui l'incremento del livello di criticità indica che aumenta la probabilità che l'evento temuto si possa verificare.

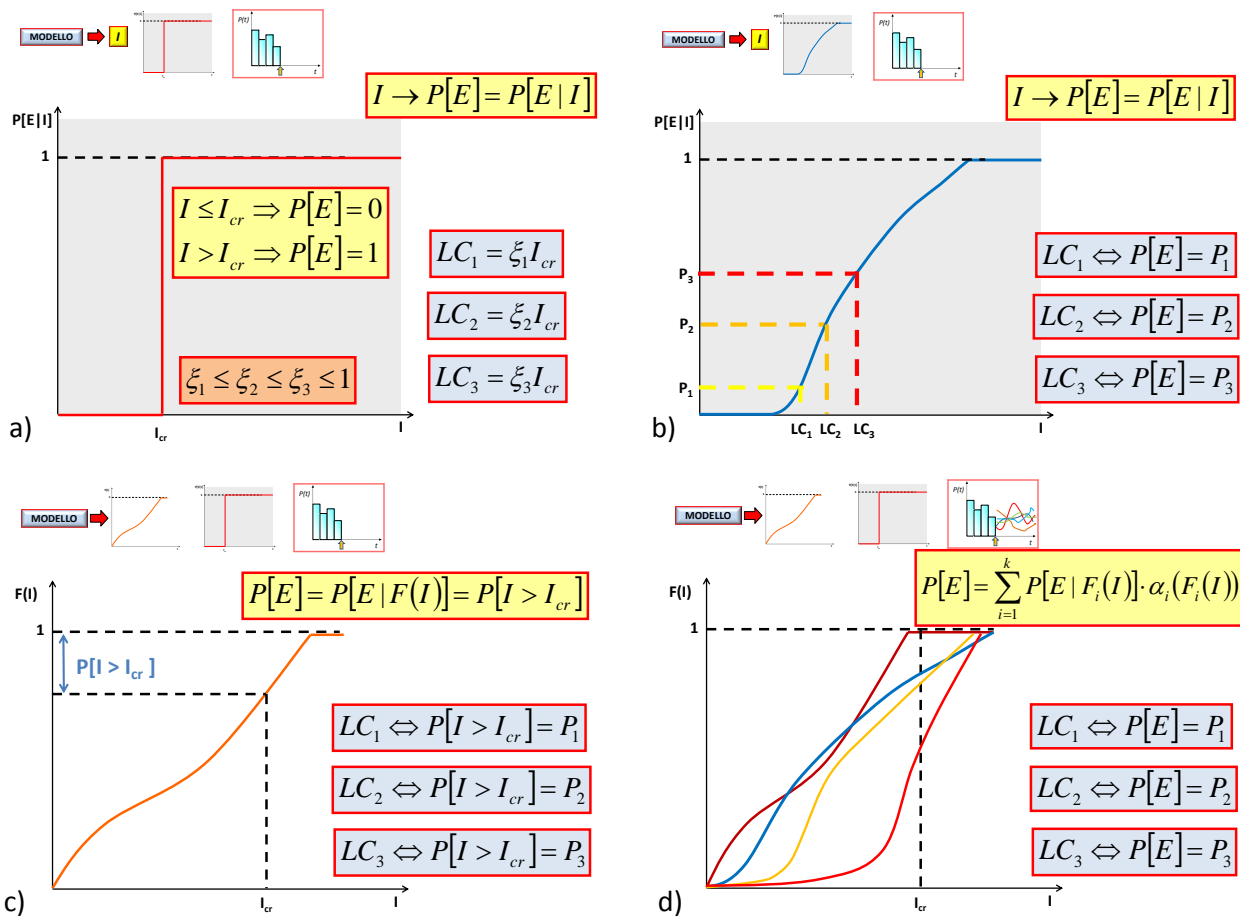


Figura 2. Diversi schemi a soglia: a) modello con I univoco, $P[E/I]$ funzione a gradino, sono usate solo le piogge misurate; b) modello con I univoco, $P[E/I]$ funzione continua, sono usate solo le piogge misurate; c) modello con $F(I)$, $P[E/I]$ funzione a gradino, sono usate solo le piogge misurate; d) modello con $F(I)$, $P[E/I]$ funzione a gradino, sono usate anche le previsioni di precipitazione futura.

Nello schema B (figura 2b) la probabilità $P[E/I]$ è, invece, definita dall'Eq.(1). Come nello schema A, l'indicatore I assume sempre un valore univoco, per ogni intervallo, e si utilizzano le piogge misurate. In questo caso il risultato è direttamente la probabilità di avere l'evento e quindi i valori LC_1 , LC_2 ed LC_3 possono essere scelti in corrispondenza di valori di $P[E/I]$ non nulli e che possiamo indicare con P_1 , P_2 e P_3 . Tali valori sono stabiliti nello specifico sistema di allertamento.

Nello schema C (Figura 2c), a differenza delle due precedenti configurazioni, i modelli per la stima di I non restituiscono un valore univoco bensì una distribuzione di probabilità cumulata $F(I)$, derivante dall'indeterminatezza parametrica che caratterizza tali modelli. La probabilità $P[E/I]$ è definita dalla

funzione a gradino, Eq.(2), e si utilizzano le piogge misurate. In questo caso il risultato è dato dalla probabilità di superare il valore critico I_{cr} , e quindi i valori soglia possono corrispondere a prestabiliti valori di tale probabilità, che ovviamente coincideranno, visto lo schema a gradino, con la probabilità $P[E]$ di occorrenza dell'evento E .

Lo schema D (Figura 2d), infine, costituisce una estensione dello schema C in quanto, oltre alle precipitazioni misurate, si considerano anche le previsioni di pioggia derivanti da modelli meteo e/o stocastici, e consistenti in diverse traiettorie future. Di conseguenza, la probabilità di occorrenza dell'evento E è calcolata in base al teorema della probabilità totale:

$$P[E] = \sum_{i=1}^k P[E | F_i(I)] \cdot \alpha_i(F_i(I)) \quad (3)$$

in cui k è il numero di andamenti futuri di precipitazione, $F_i(I)$ è la distribuzione di probabilità cumulata dell'indicatore I associata all' i -esima traiettoria di pioggia prevista, e $\alpha_i(F_i(I))$ è il peso associato ad ogni singola $F_i(I)$. Analogamente allo schema C, i livelli di criticità possono assumersi in corrispondenza di prefissati valori di $P[E]$ che anche in questo caso coincide con $P[I > I_{cr}]$.

3 CONCLUSIONI

Le soglie pluviometriche ampiamente usate nei sistemi di allertamento per eventi idrogeologici hanno struttura diversa a seconda delle ipotesi in base alle quali sono state costruite. In alcuni casi, infatti, esse esprimono la probabilità che possa verificarsi l'evento temuto, in altri la probabilità che si possa superare il valore critico dell'indicatore pluviometrico considerato, in altri ancora segnalano solo il superamento di un valore percentuale prefissato del valore critico di I .

Nella memoria sono stati brevemente illustrati quattro schemi di soglia pluviometrica che variano in funzione delle caratteristiche dell'indicatore I , della relazione tra indicatore e probabilità di evento, della tipologia di input pluviometrico.

Esempi di schema A sono i classici modelli Intensità-Durata (Guzzetti *et al.*, 2008) per la previsione dell'innesco franoso, mentre rientra nella tipologia di schema C il modello NASP (Nash Speditivo, Biondi & Versace, 2007), per la previsione in tempo reale delle piene.

La tipologia di soglia è anche legata al significato che si intende dare al superamento dei diversi livelli di criticità, se cioè esso indica che aumenta la probabilità che l'evento temuto si verifichi oppure che possono verificarsi eventi con caratteristiche crescenti per intensità, persistenza ed estensione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Biondi, D. & Versace, P. Peak flow estimation under parameter uncertainty in a real time flood warning system for ungauged basins, Proceedings of Symposium HS2004 - IUGG2007 Quantification and Reduction of Predictive Uncertainty for Sustainable Water Resources Management, Perugia, July 2007, IAHS Publication n° 313, 2007.
- Cannon, S.H., Gartner, J.E., Wilson, R., Bowers, J. & Laber, J. Storm rainfall conditions for floods and debris flows from recently burned areas in southwestern Colorado and southern California, *Geomorphology*, 2008, 96(3–4), 250–269
- Fawcett, T. An introduction to ROC analysis, *Pattern Recognition Letters*, 2006, 27(8)
- Godt, J.W., Baum, R.L. & Chleborad, A.F. Rainfall characteristics for shallow landsliding in Seattle, Washington, USA. *Earth Surf Process Landforms*, 2006, 31(1), 97–110
- Guzzetti, F., Peruccacci, S., Rossi, M. & Stark, C.P. The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: an update. *Landslide*, 2008, 5, 3–17

NUOVI PARADIGMI PER LA RICERCA E L'INSEGNAMENTO IN IDROLOGIA E COSTRUZIONI IDRAULICHE

Alberto Montanari

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM), Università di Bologna, Bologna

ASPETTI CHIAVE

- *Discussione critica dei progressi recenti nelle scienze idrologiche*
- *Nuovi paradigmi per il percorso di formazione tecnica in ambito di idrologia operativa*
- *Ipotesi di nuovi indirizzi di ricerca operativa per la scienza e la tecnologia dell'acqua*

1 PREMESSA

La conoscenza, i sistemi di osservazione ed i metodi numerici nell'ambito delle scienze idrologiche sono progrediti notevolmente negli ultimi 30 anni, segnando un'evoluzione che ha radicalmente trasformato l'attività dei ricercatori. L'attuale generazione di studiosi ed esperti tecnici, infatti, dispone di basi teoriche, sistemi di misura, modelli di calcolo ed opportunità di cooperazione che erano impensabili negli anni ottanta del secolo scorso. Gli ultimi 3 decenni sono stati caratterizzati da disponibilità crescente di informazione di dettaglio, mezzi di calcolo, comunicazione fra ricercatori a scala globale, opportunità di pubblicare e condividere le proprie ricerche, ed occasioni di sperimentazione mediante l'utilizzo di dati liberamente accessibili. Un interessante panoramica sui progressi innanzi descritti può essere ottenuta confrontando le edizioni speciali di Water Resources Research (WRR), che rimane la rivista scientifica internazionale più selettiva nell'ambito specifico dell'idrologia e delle risorse idriche, che sono state pubblicate per celebrare il ventesimo ed il cinquantesimo anniversario di WRR. I titoli di tali edizioni sono, rispettivamente, "Trends and Directions in Hydrology" (Burges, 1986) e "Legacy and Perspectives for the Science of Hydrology" (Montanari et al., 2015). I sommari e gli articoli ivi pubblicati sono disponibili all'indirizzo internet <http://wrr.agu.org>. Scorrendo i numerosi contributi si percepisce chiaramente ed immediatamente la svolta radicale che è stata compiuta. E' interessante la lettura delle due introduzioni (Burges, 1986; Montanari et al., 2015), nonché del contributo di Klemeš (1986). La trasformazione che è avvenuta è evidente nello stile di scrittura, nella lista delle referenze, e nell'approccio stesso che viene suggerito per la soluzione dei grandi problemi della scienza dell'acqua di oggi ed allora.

Tuttavia, osservando le prestazioni fornite dai modelli idrologici nelle applicazioni pratiche si osserva l'assenza di progressi rilevanti. Detta realtà è sorprendente, alla luce dell'evoluzione delle scienze idrologiche innanzi descritta. Ciò implica che l'incertezza associata alle variabili di progetto, che costituiscono l'ossatura delle strategie per la mitigazione del rischio alluvionale e geologico e per la gestione delle risorse idriche, è ancora purtroppo rilevante. Questa realtà è ancora più preoccupante se si considera che il rischio alluvionale e la scarsità di risorse idriche costituiscono oggi una criticità sempre più rilevante, in ragione della maggiore vulnerabilità del territorio e del tessuto sociale (Ceola et al., 2014). Inoltre, oggi si riscontra una maggiore difficoltà ad orientarsi nell'ambito di una letteratura sempre più prolifica, apparentemente meno selezionata, e dai risultati che appaiono talvolta difficilmente interpretabili. Se da una parte l'approccio multidisciplinare che si è recentemente affermato è stato portatore di collaborazioni di ampio respiro, d'altra parte la fusione di impostazioni teoriche di diversa natura ha reso più complicato il trasferimento tecnologico.

In merito alla formazione dei ricercatori e dei tecnici, i programmi di insegnamento delle discipline idrologiche nell'ambito accademico nazionale ed internazionale evidenziano, parimenti, un'evoluzione piuttosto contenuta nell'arco degli ultimi tre decenni. I presupposti di natura teorica ed i modelli che vengono insegnati sono rimasti essenzialmente invariati. Questa situazione chiaramente confligge con i progressi scientifici innanzi descritti e rende necessaria una riflessione circa l'opportunità di avviare un processo di aggiornamento a livello internazionale, facendo tesoro delle conoscenze scientifiche e mezzi di calcolo contemporanei e delle opportunità di educazione fondate sull'uso di tecnologie moderne.

Ritengo che sia interessante e necessario discutere in merito alle condizioni che hanno originato la dicotomia innanzi descritta fra la ricerca scientifica da una parte e le applicazioni operative (e la formazione)

dall'altra, evidenziando quindi le condizioni che possano permettere di introdurre nuovi paradigmi per stimolare il progresso tecnico ed operativo.

2 PROGRESSO SCIENTIFICO E PROGRESSO TECNICO: AFFINITÀ ED INCOMPATIBILITÀ

La scienza ha il compito di ideare e realizzare modelli di fenomeni reali, mediante lo sviluppo della conoscenza tramite l'osservazione e la sperimentazione. Nell'ambito dell'idrologia, quindi, lo scopo della scienza è quello di meglio comprendere il ciclo dell'acqua, per sviluppare modelli atti a riprodurre i fenomeni che lo governano. L'affinamento della conoscenza dovrebbe quindi essere, almeno in principio, legato indissolubilmente alla funzionalità tecnica del modello. In realtà, come anticipato nella premessa di questa memoria, ciò non è avvenuto per le scienze idrologiche, per ragioni che è necessario discutere e comprendere al fine di identificare possibilità di sviluppo.

Nei fatti, nella comunità scientifica internazionale è avvenuta la separazione fra ingegneria, nonché le costruzioni idrauliche, ed idrologia, sicché la ricerca si è progressivamente allontanata dalle applicazioni tecniche. Koutsoyiannis (2013) ha evidenziato che detta separazione è stata stimolata dal pensiero che le scienze idrologiche non dovessero necessariamente essere associate allo studio di problemi pratici e quindi a soluzioni ingegneristiche. L'intento alla base di detto pensiero era la volontà di promuovere l'idrologia quale scienza a se stante, piuttosto che mera branca dell'ingegneria, stimolando quindi lo studio di dettaglio dei processi piuttosto che il perfezionamento delle soluzioni (Klemeš, 1986).

A tale svolta ha anche contribuito la realtà che in alcuni paesi l'idrologia è prevalentemente insegnata nell'ambito delle discipline attinenti la geografia e le scienze naturali, ai fini della comprensione della geomorfologia dei bacini idrografici e dei corsi d'acqua, e delle dinamiche degli ecosistemi. Nel contesto di tale ambito formativo, l'applicazione tecnica non è un obiettivo primario, essendo invece prevalente l'esigenza di meglio comprendere come il deflusso delle acque superficiali e sotterranee interagisce con i fenomeni di evoluzione del territorio e con i sistemi naturali in genere. Infatti, la comunità scientifica internazionale in ambito idrologico è formata solo per una parte da ingegneri, essendo presenti numerosi e titolati gruppi di ricerca che operano nelle discipline innanzi menzionate.

E' opportuno tuttavia notare che la separazione fra idrologia e ingegneria è stata anche indotta dal recente sviluppo dei meccanismi di valutazione accademica e scientifica. Nell'intento di adottare criteri oggettivi, si è promossa la quantità della produzione piuttosto che la qualità, assecondando così le strategie delle case editrici e di parte delle associazioni scientifiche. La pubblicazione, e successivamente le citazioni, sono gradualmente divenute l'obiettivo dello studio, piuttosto che il mezzo per rendere noti i risultati. Nei fatti, il risultato tecnico di rilievo ha via via perso la considerazione che l'Accademia dovrebbe riservargli, a favore di ricerche spesso non funzionali al miglioramento delle prestazioni operative. Perfezionare metodi di stima delle variabili di progetto richiede lunghi periodi di studio con risultati incerti. Non deve quindi sorprendere che i ricercatori abbiano preferito imboccare una diversa strada, prediligendo ricerche tese a sviluppare la conoscenza, trascurando l'applicazione pratica. La tendenza a supportare lo sviluppo di modelli di crescente complessità, ancorché di dubbia utilità, è chiaramente riconoscibile nelle politiche editoriali delle maggiori riviste internazionali in ambito idrologico. Il risultato è che la migliore conoscenza, la disponibilità di risorse di calcolo e di sistemi di monitoraggio sempre più avanzati non sono state finalizzate come sarebbe stato possibile.

Lo sviluppo della conoscenza è certamente un obiettivo di grande respiro e quindi i ricercatori non possono che essere soddisfatti dei progressi che sono stati ottenuti, i quali certamente porgono oggi opportunità estremamente interessanti. E' tuttavia necessario stimolare un cambio di prospettiva, affinché la ricerca di base si traduca in nuove e migliori soluzioni. Questo cambio di passo deve avvenire a partire dai processi di formazione accademica, che sono il principale propulsore del progresso scientifico.

3 LA FORMAZIONE IN IDROLOGIA E COSTRUZIONI IDRAULICHE

L'idrologia e le costruzioni idrauliche, nel nostro Paese, sono principalmente insegnate nelle scuole di ingegneria, piuttosto che in quelle attinenti le scienze naturali. I relativi programmi di insegnamento si concentrano quindi sulle applicazioni tecniche ed in particolare sulla stima di variabili di progetto. Alla luce

del limitato progresso tecnico innanzi discusso, appare del tutto giustificato che la didattica relativa all'idrologia ed alle costruzioni idrauliche in dette scuole si sia evoluta solo marginalmente negli ultimi decenni. Infatti, le soluzioni modellistiche di recente sviluppo appaiono in molti casi non ancora applicabili in ambito professionale e quindi mal si prestano all'insegnamento. Allo stesso modo, i sistemi moderni di monitoraggio pongono informazioni che potrebbero essere utilissime dal punto di vista tecnico, ma non è ancora chiaro come possano essere efficacemente utilizzate e quindi non è parimenti chiaro come trattarle nei programmi di insegnamento. Inoltre, nonostante le applicazioni tecniche siano ormai quasi esclusivamente sviluppate con l'impiego di elaboratori elettronici, agli algoritmi di calcolo ed alle tecniche numeriche, nonché alle relative esercitazioni pratiche, è ancora dedicata ridotta attenzione, anche per limiti strutturali delle università che raramente dispongono di sufficienti risorse di calcolo e laboratori. Nonostante le tecniche numeriche siano ormai molto più utilizzate rispetto a quelle analitiche, l'insegnamento dei corsi di base si è evoluto solo marginalmente. Inoltre, in ambito accademico si fa uso ancora ridotto di materiale di supporto alla didattica che tragga profitto dalle enormi opportunità fornite dai sistemi moderni di comunicazione.

Come ho premesso al termine della sezione precedente, è necessario promuovere un cambio di prospettiva nei processi di formazione accademica, una svolta che permetta di trarre vantaggio dalle tecnologie moderne per allineare la didattica alle esigenze della società odierna ed alle opportunità oggi a disposizione. Viviamo in un contesto sociale che sta attraversando profondi cambiamenti, la cui rapidità è probabilmente senza precedenti nell'esperienza dell'uomo. Si tratta di un'evoluzione sicuramente positiva, che l'Accademia ha il dovere di vivere evolvendosi a sua volta, stimolando il cambiamento anziché rimanere affezionata ad approcci e metodi ricchi di storia ma forse superati.

4 NUOVI PARADIGMI PER LA FORMAZIONE E LA RICERCA

L'elaborazione di nuovi paradigmi per la formazione e la ricerca in idrologia e costruzioni idrauliche, in ambito ingegneristico, deve fondarsi ponendo la soluzione al centro dell'attenzione. Occorre identificare quali sono le istanze emergenti nella società moderna e porre la loro soluzione quale obiettivo della formazione e della ricerca scientifica. Il miglioramento della conoscenza e lo studio delle basi teoriche deve essere immediatamente collegato alla soluzione, che deve essere raggiunta traendo efficiente vantaggio dalle informazioni e mezzi di comunicazione oggi disponibili.

In ambito di formazione nelle discipline di idrologia e costruzioni idrauliche, occorre abbandonare il classico approccio diretto dall'alto verso il basso (si veda la Figura 1), che parte dallo studio della teoria, tratta successivamente i metodi, per giungere infine alle applicazioni ed alle soluzioni. Adottando questo approccio la soluzione, ad esempio la stima delle variabili di progetto, è trattata nella fase finale dei corsi universitari, dedicandovi inevitabilmente attenzione ridotta e spesso non rendendo chiaro allo studente l'interazione fra soluzione e presupposti teorici.

Credo che sia oggi opportuno adottare un approccio diretto dal basso verso l'alto: allo studente devono essere evidenziate in primo luogo le necessità, ovvero i problemi e le relative soluzioni. Nel nostro Paese, ad esempio, i problemi possono essere la stima delle portate fluviali al colmo e della loro incertezza, l'individuazione delle aree soggette al rischio di alluvione, la gestione ottimale della risorsa idrica in periodi di magra, e così via. In seguito, devono essere trattati gli approcci ed i modelli che consentono di raggiungere soluzioni efficaci, esaminandone i dati in ingresso, e quindi i relativi sistemi di monitoraggio, ed evidenziandone i presupposti teorici necessari, che andranno quindi successivamente trattati. Adottando tale percorso, ci si renderebbe facilmente conto di quali siano i modelli e le informazioni che è necessario apprendere, e soprattutto quali siano le nozioni di base necessarie. Si constatarebbe facilmente che le tecniche di risoluzione numerica sono oggi molto più utilizzate rispetto a quelle analitiche, e che è necessario possedere ottima dimestichezza con i programmi di calcolo.

Il materiale di supporto allo studio deve basarsi sull'uso della rete internet, che è oggi in grado di fornire un'informazione vasta e continuamente aggiornata, a condizione che si sia in grado di selezionarla. Dobbiamo riconoscere che in un mondo che cambia velocemente i libri sono un'entità troppo statica per l'insegnamento nel contesto accademico di discipline in rapida evoluzione. Occorre valutare e promuovere l'utilizzo di informazione dinamica, ovvero siti con contenuto multimediale in continua evoluzione con

collegamenti a pagine esterne di rete internet opportunamente selezionate dal docente. Questo tipo di informazione ha anche il pregio di essere aperta e facilmente raggiungibile da ogni paese. Nell'intento di proporre una formazione accessibile, occorre anche promuovere l'utilizzo di software libero, che ormai consente opportunità molto più interessanti rispetto a quello commerciale e favorisce l'interazione fra gli studenti di tutto il mondo.

La soluzione deve anche essere messa al centro dell'attenzione dell'attività di ricerca. Le “research questions” devono riferirsi esplicitamente al miglioramento delle applicazioni operative, alla stima attendibile della variabili di progetto, alla stima ed alla comunicazione dell'incertezza. Occorre chiedersi come sia possibile, nella pratica, trarre vantaggio da metodi di monitoraggio ed informazione avanzati, quali ad esempio i sistemi di osservazione globale. Questo cambio di rotta deve essere associato ad un'azione proattiva della comunità scientifica in ambito di valutazione della ricerca. Occorre identificare soluzioni per la stima della qualità dell'attività scientifica in ambito tecnico, identificando indici di produttività appropriati, che possono ad esempio fare riferimento al “technology readiness level” (si veda https://it.wikipedia.org/wiki/Technology_Readiness_Level), opportunamente adattato all'ambito che ci compete. Occorre promuovere politiche editoriali che riconoscano il valore dello studio dei casi applicativi, a condizione che questi siano funzionali al raggiungimento di conclusioni a carattere generale. Quest'ultima azione deve essere promossa dalle associazioni scientifiche, sia nazionali che internazionali, ma con approccio condiviso, al fine di superare le soggettività.

In sintesi, occorre una presa di coscienza dal carattere centrale che deve assumere la soluzione, ovvero l'ambito tecnico, una presa di coscienza che parta dalla formazione, quindi dall'Accademia, per poi propagarsi all'ambito della ricerca, attraverso le associazioni scientifiche e le sedi editoriali. Si tratta di un percorso possibile, che potrebbe apparire lungo e complesso. In realtà l'unica complessità necessaria è quella di essere disponibili ad un radicale cambiamento, che necessariamente deve essere operato al livello del singolo docente e del singolo ricercatore o gruppo di ricerca; un cambiamento al quale, quindi, ognuno di noi deve essere disponibile.

La storia insegna che il passo più complesso di ogni processo di cambiamento è la perplessità individuale, che spesso viene superata solo quando il cambiamento è imposto. Credo sia invece estremamente stimolante cercare di vivere questo cambiamento in prima persona, indirizzandolo con atteggiamento proattivo.

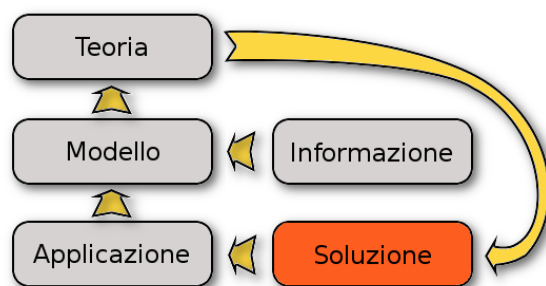


Figura 1. Il processo di formazione diretto dal basso verso l'alto, che pone la ricerca della soluzione quale punto di partenza e quindi al centro dell'attenzione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Burges, S. J., Trends and directions in hydrology, *Water Resour. Res.*, 1986, 22(9S), 1S–5S, doi:10.1029/WR022i09Sp0001S.
- Ceola, S., Laio, f., & Montanari, A., Satellite nighttime lights revealing increased human exposure to floods worldwide, *Geophys. Res. Lett.*, 2014, 41, 7184–7190, doi:10.1002/2014GL061859.
- Klemeš, V., Dilettantism in hydrology: Transition or destiny?, *Water Resour. Res.*, 1986, 22(9S), 177S–188S, doi:10.1029/WR022i09Sp0177S.
- Montanari, A., Bahr, J., Blöschl, G., Cai, X., Mackay, D. S., Michalak, A. M., Rajaram, H. & Sander, G., Fifty years of Water Resources Research: Legacy and perspectives for the science of hydrology, *Water Resour. Res.*, 2015, 51, 6797–6803, doi:10.1002/2015WR017998.
- Koutsoyiannis, D., Reconciling hydrology with engineering, *Hydrology Research*, 2014, 45.1, 2–22.

SCENARIO OPTIMIZATION OF PUMPING SCHEDULES IN COMPLEX WATER SUPPLY SYSTEM UNDER SCARCITY CONDITIONS

Jacopo Napolitano¹, Giovanni M. Sechi² & Paola Zuddas³

(1) Civil and Environmental Engineering and Architecture Dept., University of Cagliari, Italy, email: jacopo.napolitano@unica.it;

(2) Civil and Environmental Engineering and Architecture Dept., University of Cagliari, Italy, email: sechi@unica.it;

(3) Mathematic and Informatics Dept., University of Cagliari, Italy, email: zuddas@unica.it

KEY POINTS:

- *Pumping schedule optimization: this paper aims to provide the water system authority with information about the optimal activation thresholds for the emergency pumping stations*
- *Scenario analysis approach: considering the inner structure of the scenario temporal evolution, it is possible to obtain a “robust” decision policy, minimizing the risk of wrong future decisions*
- *Cost-risk balancing problem: by this model formulation the manager will develop a policy alleviating the effect of shortages, managing the objective function with two terms: risk and cost evaluation*

1 INTRODUCTION

The optimization of water pumping plants activation schedules in supply systems is a significant issue when managing emergency and costly water transfers under scarcity conditions. This problem needs specific optimization tools dealing with complex multi-reservoirs supply systems and considering different hydrological scenarios alternatives. The effectiveness of emergency transfers alleviating droughts requires early warning and activation. On the other hand, high operating costs of pumping stations stress system managers to the need of a robust approach defining activation rules. The proposed optimization procedure has been based on scenario analysis. Moreover, the model searches for the identification of optimal decision rules by balancing the risk of water shortages and the cost of operating the pumping stations. Scenario optimization provides “barycentric” values defining activation threshold comparing hydrologic synthetic series results. The cost-risk balancing approach allowed to balance energy-cost minimization requirements and reduction of damage needs, as can be caused by water shortages. The model has been implemented using the software GAMS, specifically designed for modeling mixed integer optimization problems. A model application has been developed optimizing water management and energy costs in a real water system with shortage risks in the South-Sardinia (Italy) region.

2 SCENARIO ANALYSIS APPROACH AND THE COST RISK BALANCING PROBLEM FOR THE PUMPING SCHEDULES OPTIMIZATION

Scenario analysis approach arises from considering that the future events can evolve with a set of different and statistically independent scenarios (Rockafellar & Wets, 1991; Dembo, 1995). Considering the inner structure of the scenario temporal evolution, it is possible to obtain a “robust” decision policy, minimizing the risk of wrong future decisions. This approach can be represented as a “tree-graph” (Figure 1) according to appropriate aggregation rules (Pallottino et al., 2004; Rockafellar & Wets, 1991).

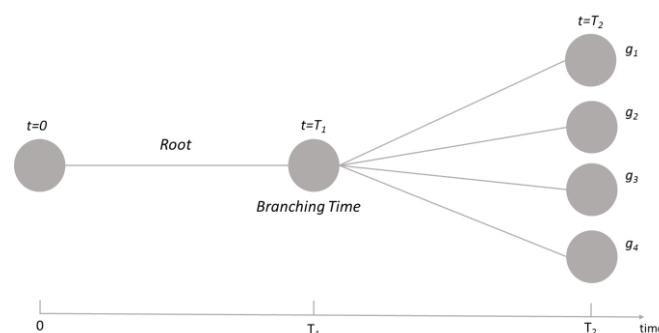


Figure 1. Scenario three, aggregation rules

In order to optimize the activation rules, we must define a critical stored volume in reservoirs that may supply by gravity the downstream demand centers. The scenario optimization should be enhanced considering the risk of resource failure. For this reason, management optimization models should include the balance between costs and risks to which the end users are exposed. We assume that the resource in question is scarce and for this reason the demand could not be satisfied in many scenarios. In such scarcity situations, managers should develop an emergency policy to alleviate the effect of shortages. The proposed methodology tries to reach a “robust” decision policy, which can minimize the risk to take incorrect and harmful future decisions. The target values x^b have to be barycentric in relation to future scenarios. The objective function tries to minimize the weighted distance of the flow demand delivery values \hat{x}_g related to the barycentric value x^b , namely for each scenarios g and period t . The cost-risk balancing problem can be formulated according the objective function model (1) in a form containing both the risk and cost terms, as in *Gaivoronski et al.* (2012a,b) and *Napolitano et al.* (2014). To compose the multi-period model, preliminary we need to define the multi-period network starting from a basic graph given by a single-period, static draft of the system. The multi-period network construction needs to repeat it for every time-horizon period using multi-period rules, as defined in *Sechi & Zuddas* (2008). The activation of a pumping stations are supposed to be dependent by the stored volume levels in reservoirs that supplies by gravity the downstream demand nodes.

$$\underset{x_g, x^b}{\text{Minimize}} \quad (1-\lambda) \sum_g p_g c_g(x_g) + \lambda \sum_g p_g \|\hat{x}_g - x^b\|^2 \quad (1)$$

subject to

$$A_g x_g = b_g \quad \forall g \in G \quad (2)$$

$$l_g \leq x_g \leq u_g \quad \forall g \in G \quad (3)$$

$$x^* \in S \quad (4)$$

All decision variables and data are scenario dependent, hence the index g . Therefore, x_g represents the vector of decision variables in scenario g ; the vector c_g describes the unit cost of different activities like delivery cost, opportunity cost related to unsatisfied demand, opportunity cost of spilled water, and so on. The objective function is defined as the average of the cost objectives of all scenarios weighted with their probabilities p_g . The set of standardized equality constraints describes the relationships between storage, usage, spill and exchange of water at different nodes and in subsequent time periods. The right hand sides b_g are formed from scenario data of inflows and demands. The lower and upper bounds l_g and u_g are defined by structural and policy constraints on the functioning of the system. The additional set of non-anticipative constraints $x^* \in S$ represents the congruity constraints derived by aggregation rules. The first term of the objective function (1) is a “cost function” and it tries to look for the system flows configuration that allows minimizing the costs supported by water system’s manager. The second term is the “risk function”, it is quadratic and it could be considered like a non-linear “social function” in order to guarantee users’ major priority fulfillments, referring to future scenarios. The relationship between cost function and risk function is regulated by the parameter λ called “weight factor”. This parameter can vary between 0 and 1, where $\lambda = 0$ corresponds to the pure cost minimization problem, and for $\lambda = 1$ the problem becomes one of risk minimization.

3 CASE OF STUDY: THE SOUTH SARDINIA WATER SUPPLY SYSTEM

The proposed approach has been applied to the South Sardinia (Italy) water supply system, which has been schematised in Figure 2. Water sources are mainly given by five artificial reservoirs and water demands have been grouped into six centres according to three different users: civil, irrigation, and industrial. The main features of the water system are reported in *Napolitano et al.* (2014). Pump stations allow demand centres to be supplied with an economic burden increased, namely incurring pumping costs in addition to the ordinary management costs. Threshold levels for pump activation refer to the stored volume in reservoirs that can supply

by gravity the downstream demand node. The application of scenario analysis to define the water pumping plants' activation schedules has been organised considering historical and synthetically generated series of water inflows.

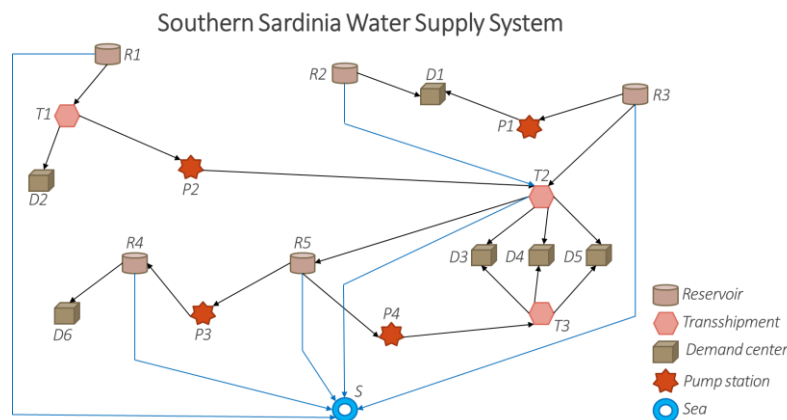


Figure 2. Sketch of the South Sardinia water supply system

3.1 Optimization results considering historical and synthetically generated scenarios

Hydrological inflows to reservoirs are reported in the Sardinia Region Water Plan (RAS, 2006). The model has been organised considering four hydrological scenarios, composed with a common root of 10 years and the following data diversified in 10-year scenarios. The resulting scenario tree is drafted in Figure 1. The barycentric values of activation thresholds have been obtained by solving the model (1–4) using λ equal to 0.5, thus considering an equal balance between cost and risk elements in the objective function. Obtained barycentric values of stored water activation thresholds in reservoirs are reported in Table 1.

Activation Threshold [10 ⁶ m ³]	S1	S2	S3	S4
	1.624	35.451	5.07	37.558

Table 1. Pump stations activation thresholds – barycentric values

The scenario analysis optimization has been extended to a significant number of synthetic scenarios in order to evaluate the influence of hydrologic and climate variation on the proposed pumping activation rules. A Monte Carlo generation approach was developed in order to generate inputs to reservoirs. Synthetic hydrology was evaluated composing 50 scenarios of equal length of the observed one and the hydrological volumes monthly distribution in each reservoir was randomly generated using a monthly breakdown coefficients. In such situation the model complexity and dimension rose till to be quite overcome using the CPLEX Optimizer solvers (GAMS, 2008) for a Mixed Integer Programming (MIP) problem. Hence, to afford larger models and consequently to compare historical and synthetic scenarios optimization, the barycentric values obtained from the historical scenario optimization has been used as parametric thresholds for the synthetically generated scenarios. The Table 2 shows the mean values of the annual costs calculated with an economic post-processor evaluation. The total costs amount (Z_{TOT}) has been split in two contributions: unplanned deficits (Z_{def}) and pumping costs (Z_{pump}). More critical scenarios generated synthetically justify higher costs (Table 2).

	Historical scenarios [€/year]	Synthetically scenarios [€/year]
Z_{def}	263	190987
Z_{pump}	1913525	3371489
Z_{TOT}	1913788	3562476

Table 2. Cost function results

The Figure 3 highlights the operation of pump station P_1 in two selected synthetic hydrological scenarios. Namely, the first is the richest while the last is the poorest in terms of water sources and consequently the

pumped water varies to satisfy demand requests. The orange line represents the storage volume, deduced from the threshold value, while the blue line represents the pumped volumes.

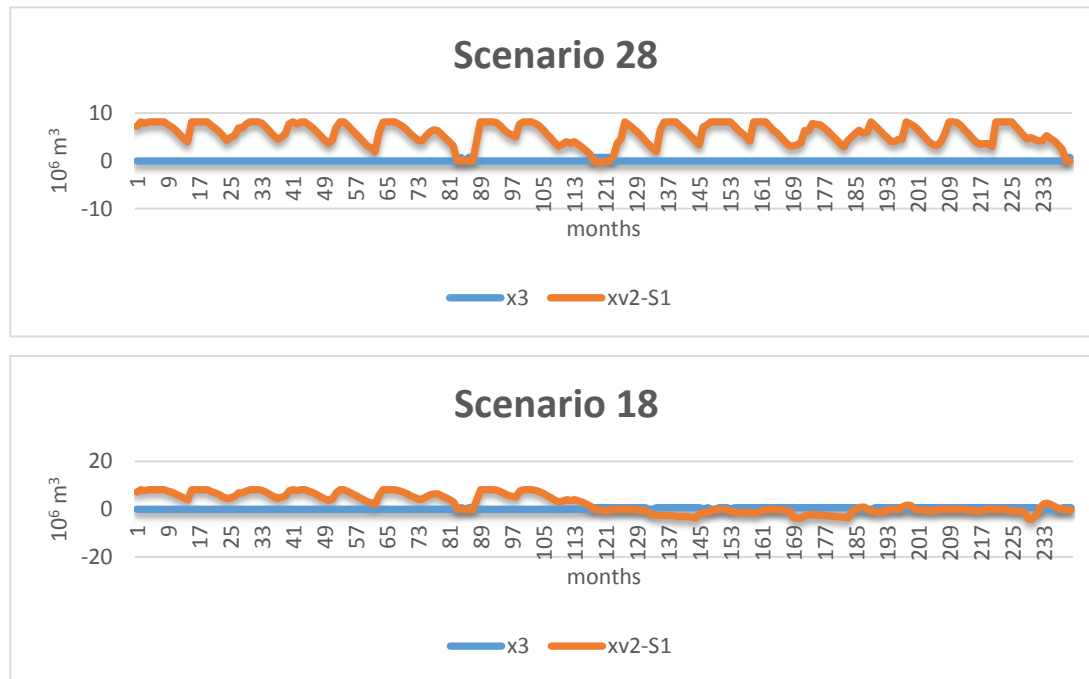


Figure 3. Synthetic scenarios: pumped volumes by P1 and storage volumes [10^6 m^3] (minus threshold value S1)

4 CONCLUSIONS

The effectiveness of emergency transfers to alleviate droughts requires early warning and activation, but, on the other hand, the high operating costs of pump stations require a robust approach to define activation rules. The proposed optimization procedure combines the scenario analysis approach with cost–risk analysis and provides ‘barycentric’ values that define activation thresholds by comparing hydrologic synthetic series results. The scenario analysis approach confirms its potentiality even if the parametric barycentric values obtained from the historical series have been used due to computational problems when solving the larger dimension model extending the problem to synthetic scenarios.

REFERENCES

- Dembo, R. A robust approach for water resources planning under uncertainty, *Annals of Operations Research*, 1995, 95:313–339.
- Gaivoronski, A., Sechi, G.M. & Zuddas, P. Cost/risk balanced management of scarce resources using stochastic programming, *European Journal of Operational Research*, 2012a, 216:214–224.
- Gaivoronski, A., Sechi, G.M. & Zuddas, P. Balancing cost-risk in management optimization of water resource systems under uncertainty, *Physics and Chemistry of the Earth*, 2012b, 42–44:98–107.
- GAMS, A User’s Guide. GAMS Development Corporation; Washington, DC, USA, 2008.
- Kang, D. & Lansey, K. Multiperiod Planning of Water Supply Infrastructure Based on Scenario Analysis, *Journal of Water Resources Planning and Management*, January 1, 2014, Vol. 140, No. 1, © ASCE, ISSN 0733-9496/2014/1-40-54.
- Napolitano, J., Sechi, G.M. & Zuddas, P. Scenario Analysis for Optimization of Pumping Schedules in Complex Water Supply Systems Considering a Cost-Risk Balancing Problem, *Procedia Engineering*, WDSA 2014 Conference, Bari; 2014, 89:565-572.
- Pallottino, S., Sechi, G.M. & Zuddas, P. A DSS for water resources management under uncertainty by scenario analysis, *Environmental Modelling & Software*, 2004, 20:1031–1042.
- RAS. Piano Stralcio di Bacino Regionale per l’Utilizzo delle Risorse Idriche, Regione Autonoma della Sardegna, Italy, 2006.
- Rockafellar, R.T. & Wets, R.J.B. Scenarios and policy aggregation in optimization under uncertainty, *Mathematics of Operation Research*, 1991, 16:119–147.
- Sechi, G.M. & Sulis, A. Water system management through a mixed optimization-simulation approach, *ASCE, Journal of Water Resources Planning and Management*, 2009, 135:160-170.
- Sechi, G.M. & Zuddas, P. Multiperiod hypergraph models for water systems optimization, *Water Resource Management*, 2008, 22: 307–320.

VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DEL CAMBIAMENTO CLIMATICO IN UN BACINO DEL MEDITERRANEO CON DIVERSI MODELLI IDROLOGICI

Enrica Perra^{1,3}, Monica Piras^{1,2}, Roberto Deidda^{1,2}, Claudio Paniconi³, Giuseppe Mascaro^{2,4}, Enrique R. Vivoni^{5,6}, Pierluigi Cau⁷, Pier Andrea Marras⁷, Swen Meyer⁸ & Ralf Ludwig⁸

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale ed Architettura Università degli Studi di Cagliari, Cagliari, Italia; (2) Consorzio Interuniversitario Nazionale per la Fisica dell'Atmosfera e dell'Idrosfera Tolentino, Italia; (3) Centre Eau Terre Environnement, Institut National de la Recherche Scientifique, Université du Québec, Québec City, Canada; (4) Julie Ann Wrigley Global Institute of Sustainability Arizona State University Tempe, Arizona, USA; (5) School of Sustainable Engineering and the Built Environment, Arizona State University, Tempe, Arizona, USA; (6) School of Earth and Space Exploration, Arizona State University, Tempe, Arizona, USA; (7) Centro di Ricerca, Sviluppo e Studi Superiori in Sardegna, Pula, Cagliari, Italia; (8) Physical Geography and Environmental Modeling, Department of Geography, Ludwig-Maximilians-Universität München, Munich, Germany

ASPETTI CHIAVE

- Accoppiamento in modalità multi-model di modelli climatici ed idrologici con appropriate procedure di bias correction e downscaling
- Valutazione degli effetti del cambiamento climatico su un bacino di medie dimensioni localizzato nella Sardegna meridionale
- Analisi delle incertezze tramite l'utilizzo di cinque modelli idrologici e quattro modelli climatici

1 INTRODUZIONE

Il problema dei cambiamenti climatici riveste una grande importanza per la valutazione delle risorse idriche nell'area del Mediterraneo. Numerosi studi basati su modelli climatici globali e regionali, infatti, mostrano come quest'area sia particolarmente a rischio per effetto del riscaldamento globale (Giorgi, 2006; IPCC, 2007; Cudennec *et al.*, 2007). Tali modelli prevedono un aumento delle temperature, una diminuzione delle precipitazioni e un'intensificazione degli eventi estremi che potrebbero comportare variazioni nella disponibilità della risorsa idrica.

Per studiare gli effetti dei cambiamenti climatici a scala di bacino la procedura usualmente adottata prevede le seguenti fasi (si veda ad esempio Xu *et al.*, 2005): (i) selezione di modelli climatici globali (GCM) e regionali (RCM) per le previsioni future; (ii) correzione delle discrepanze tra le distribuzioni di probabilità delle variabili riprodotte dai modelli climatici e quelle osservate; (iii) applicazione di tecniche di downscaling per adattare le scale dei dati climatici a quelle dei modelli idrologici; (iv) utilizzo degli output disaggregati come forzanti dei modelli idrologici per simulare l'effetto del cambiamento climatico (Abbaspour *et al.*, 2009; Cayan *et al.*, 2010; Liuzzo *et al.*, 2010; Sulis *et al.*, 2011, 2012; Montenegro & Ragab, 2012; Majone *et al.*, 2016; Meyer *et al.*, 2016). Tutte queste fasi sono affette da incertezze: scelta dello scenario di emissione, forzanti climatiche, tecniche di downscaling, strumenti idrologici per valutare gli impatti locali e dati osservati per la calibrazione. Un modo per mostrare e ridurre queste incertezze è quello di utilizzare più modelli climatici e idrologici (Cornelissen *et al.*, 2013; Velazquez *et al.*, 2013; Gädeke *et al.*, 2014).

In questo lavoro, sviluppato all'interno del progetto di ricerca FP7 CLIMB (CLimate Induced Changes on the hydrology of Mediterranean Basins, Ludwig *et al.*, 2010), vengono confrontati i risultati di cinque modelli idrologici per valutare le conseguenze dei cambiamenti climatici sulla risposta di un bacino del Mediterraneo di medie dimensioni. L'area di studio è localizzata in una zona agricola della Sardegna meridionale e costituisce uno dei sette casi di studio del progetto. Ciascun modello viene forzato utilizzando gli output di quattro combinazioni di modelli climatici selezionati dal progetto ENSEMBLES (<http://ensembles-eu.metoffice.com/>).

2 DATI E METODI

Il bacino oggetto di studio è il Rio Mannu di San Sperate a Monastir che drena un'area di 473 km² con quote variabili tra 66 m e 963 m s.l.m.m. (Figura 1). La topografia è prevalentemente pianeggiante con una

zona montuosa a sud-est e una pendenza media del 17%. La climatologia è tipicamente mediterranea, caratterizzata da periodi piovosi tra ottobre e aprile e periodi secchi nel resto dell'anno. La precipitazione media annua è di 600 mm, la temperatura media mensile varia tra i 9°C in inverno e i 25°C in estate. Il regime delle portate è caratterizzato da bassi deflussi (inferiori ad 1 m³/s) per la maggior parte dell'anno con pochi eventi di piena in autunno e in inverno, causati da sistemi di precipitazione frontali (*Mascaro et al.*, 2013a). La disponibilità di dati osservati per tale bacino è limitata: i dati di precipitazione, temperatura e portata sono raccolti a scala giornaliera e in periodi non coincidenti. Per fornire i dati di input alle scale richieste dai modelli idrologici per la loro calibrazione e validazione sono state sviluppate due strategie di disaggregazione che hanno permesso di ottenere i dati di precipitazione ed evapotraspirazione potenziale a scala oraria (*Mascaro et al.*, 2013b).

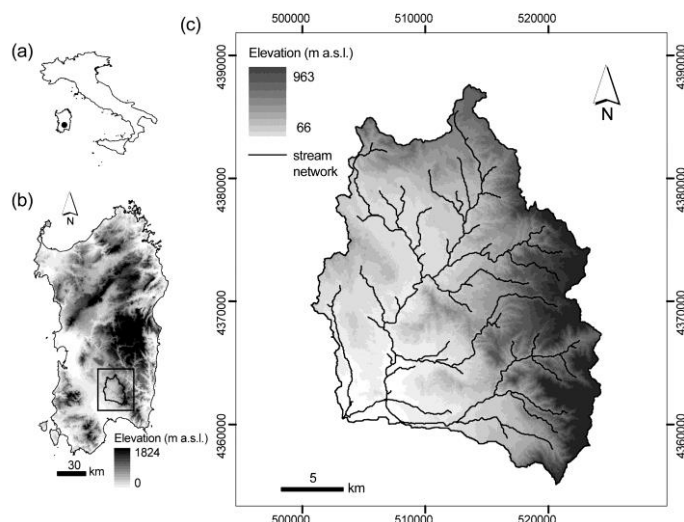


Figura 1. Localizzazione del bacino del Rio Mannu all'interno: (a) dell'Italia, (b) della Sardegna. (c) Modello digitale del terreno e coordinate UTM del bacino.

Per valutare gli effetti dei cambiamenti climatici sul bacino del Rio Mannu sono stati applicati cinque modelli idrologici distribuiti che differiscono in termini di rappresentazione del terreno e dei processi fisici. I modelli sono: CATCHment HYdrology (CATHY), Soil and Water Assessment tool (SWAT), TIN-based Real time Integrated Basin Simulator (tRIBS), TOPographic and Kinematic APproximation and Integration eXtended (TOPKAPI-X) e Water Flow and Balance Simulation Model (WASIM). CATHY è un modello fisicamente basato che consente la descrizione dettagliata dei flussi idrici sotterranei e superficiali e della loro interazione (*Camporese et al.*, 2010). SWAT è un modello a scala di bacino schematizzato tramite unità idrologiche omogenee (*Marras et al.*, 2014). tRIBS modella fisicamente le componenti idrologiche utilizzando una rappresentazione del terreno tramite una griglia di triangoli irregolari (*Ivanov et al.*, 2004a,b; *Vivoni et al.*, 2005). TOPKAPI-X è un modello fisicamente basato che combina l'approccio cinematico alla topografia del bacino (*Todini & Ciarapica*, 2001; *Liu & Todini*, 2002). WASIM infine rappresenta fisicamente i processi idrologici tramite una struttura modulare (*Schulla*, 2015).

I cinque modelli idrologici sono stati dapprima calibrati e validati in maniera indipendente e successivamente applicati in cascata ai modelli climatici considerando due periodi di 30 anni, uno di riferimento dal 1971 al 2000 e uno futuro dal 2041 al 2070 (*Piras et al.*, 2014; *Meyer et al.*, 2016). Le proiezioni climatiche usate in questo studio sono fornite da tre RCM (il modello svedese RCA, il modello olandese RACMO2, il modello tedesco REMO) e due GCM (il modello HadCM3 e quello tedesco ECHAM5 MPI OM) selezionati all'interno del progetto ENSEMBLES. In seguito ad una procedura di confronto delle 14 combinazioni di GCM-RCM con i dati osservati del reticolo CRU E-OBS, sono state scelte le quattro che meglio rappresentano la climatologia dei casi di studio del progetto CLIMB (*Deidda et al.*, 2013). Lo scenario di riferimento è l'A1B, considerato uno dei più realistici (*Nakiceovic et al.*, 2000). La lista dei modelli climatici utilizzati insieme ai rispettivi acronimi è riportata nella Tabella 1. Prima di essere utilizzati come forzanti dei modelli idrologici, gli output dei modelli climatici sono stati corretti da eventuali bias (*Wood et al.*, 2004; *Maurer & Hidalgo*, 2008; *Deidda et al.*, 2013) e disaggregati con le stesse tecniche

utilizzate nel periodo di calibrazione (Deidda *et al.*, 1999; Deidda, 2000).

RCM acronym	RCM	GCM
ECH-RCA	RCA Model	ECHAM5 / MPI OM
ECH-REM	REMO Model	ECHAM5 / MPI OM
ECH-RMO	RACMO2 Model	ECHAM5 / MPI OM
HCH-RCA	RCA Model	HadCM3 Model

Tabella 1. Lista delle combinazioni GCM-RCM e degli acronimi utilizzati in questo studio.

3 RISULTATI E CONCLUSIONI

Il principale contributo di questa memoria è quello di confrontare i risultati di diversi modelli idrologici per la valutazione degli effetti dei cambiamenti climatici su un bacino del Mediterraneo, localizzato in un'area agricola della Sardegna meridionale, con lo scopo di ridurre le incertezze. Un set di quattro combinazioni di GCM-RCM è stato utilizzato come input per ciascuno dei cinque modelli idrologici. Le serie temporali e le mappe spaziali fornite da tali modelli sono state elaborate per valutare la risposta del bacino considerato, il Rio Mannu di San Sperate, ai cambiamenti previsti. Questo ha permesso di quantificare la disponibilità di risorse idriche nell'area in esame mostrando un range di impatti che si potranno verificare nel periodo futuro.

I segnali del cambiamento climatico sono stati analizzati nei periodi di riferimento (1971-2000) e futuro (2041-2070) confrontando i valori medi annuali e mensili delle principali forzanti meteorologiche, precipitazioni e temperature. Tutte le combinazioni concordano nel prevedere nel periodo futuro una riduzione della precipitazione media annua, variabile tra il 12% e il 21%, mentre su base mensile il segno della variazione dipende dal mese e dal modello. L'andamento della temperatura mostra una minore incertezza rispetto alla precipitazione. Tutte le combinazioni, infatti, prevedono un aumento dei valori medi annui che varia tra l'11% (1.9°C) e il 19% (3°C) a seconda del modello. Anche il confronto mensile riproduce un andamento simile per le quattro combinazioni, con variazioni positive in tutte le stagioni nel periodo futuro, tra circa il 7% (ECH-REM a giugno) e il 30% (HCH-RCA a marzo).

Le variazioni nelle forzanti climatiche influenzano le diverse componenti della risposta idrologica del bacino. I risultati delle simulazioni con i cinque modelli idrologici indicano per il periodo futuro una riduzione del deflusso medio annuo, confermato da uno spostamento verso il basso delle curve di durata del deflusso in corrispondenza di tutte le probabilità di superamento. I modelli prevedono inoltre una diminuzione dell'evapotraspirazione reale, probabilmente a causa della ridotta umidità del suolo, e un abbassamento del livello medio della falda acquifera. Analizzando i dati ad una maggiore risoluzione temporale, ad esempio a scala mensile, si osservano maggiori scostamenti, non percepibili a scala annuale. In conclusione, pur con qualche differenza tra le previsioni dei diversi modelli, ci si aspetta che il bacino nel futuro sarà soggetto ad una riduzione della disponibilità di risorsa idrica con suolo asciutto per periodi più lunghi, con conseguenze negative in particolare per il settore agricolo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Abbaspour, K. C., Faramarzi, M., Ghasemi, S. S., & Yang, H.: Assessing the impact of climate change on water resources in Iran, *Water Resour. Res.*, 45, W10434, 2009.
- Camporese, M., Paniconi, C., Putti, M., & Orlandini, S.: Surface–subsurface flow modeling with path-based runoff routing, boundary condition-based coupling, and assimilation of multisource observation data, *Water Resour. Res.*, 46, W02512, 2010.
- Cayan, D. R., Dasa, T., Pierce, D. W., Barnette, T. P., Tyree, M., & Gershunova, A.: Future dryness in the southwest US and the hydrology of the early 21st century drought, *P. Natl. Acad. Sci. USA*, 107, 21271-21276, 2010.
- Cornelissen, T., Diekkruiger, B. & Gieritz, S.: A comparison of hydrological models for assessing the impact of land use and climate change on discharge in a tropical catchment, *J. Hydrol.*, 498, 221-236, 2013.
- Cudennec, C., Leduc, C., & Koutsoyiannis, D.: Dryland hydrology in Mediterranean regions – a review. *Hydrolog. Sci. J.*, 52, 1077-1087, 2007.

- Deidda R.: Rainfall downscaling in a space-time multifractal framework, *Water Resour. Res.*, 36(7), 1779–1784, 2000.
- Deidda, R., Benzi, R., & Siccardi, F.: Multifractal modeling of anomalous scaling laws in rainfall, *Water Resour. Res.*, 35, 1853–1867, 1999.
- Deidda, R., Marroccu, M., Caroletti, G., Pusceddu, G., Langousis, A., Lucarini, V., Puliga, M., & Speranza, A.: Climate model validation and selection for hydrological applications in representative Mediterranean catchments, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 17, 5041–5059.
- Gädeke, A., Hölzel, H., Koch, H., Pohle, I. & Grünewald, U.: Analysis of uncertainties in the hydrological response of a model-based climate change impact assessment in a subcatchment of the Spree River, Germany, *Hydrol. Process.*, 28, 3978–3998, 2014.
- Giorgi, F.: Climate change hot-spots, *Geophys. Res. Lett.*, 33, L08707, 2006.
- IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change), *Climate change 2007: impacts, adaptation and vulnerability. Contribution of Working Group II to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*, Cambridge University Press, Cambridge, UK, 976, 2007.
- Ivanov, V. Y., Vivoni, E. R., Bras, R. L., & Entekhabi, D.: Catchment hydrologic response with a fully-distributed triangulated irregular network model, *Water Resour. Res.*, 40 (11), 2004a.
- Ivanov, V. Y., Vivoni, E. R., Bras, R. L., & Entekhabi, D.: Preserving high-resolution surface and rainfall data in operational-scale basin hydrology: A fully-distributed physically-based approach, *J. Hydrol.*, 298, 80–111, 2004b.
- Liu, Z. & Todini, E.: Towards a comprehensive physically-based rainfall-runoff model, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 6, 859–881, 2002.
- Liuzzo, L., Noto, L. V., Vivoni, E. R., & La Loggia, G.: Basin-scale water resources assessment in Oklahoma under synthetic climate change scenarios using a fully distributed hydrological model, *J. Hydrol. Eng.*, 15(2), 107–122, 2010.
- Ludwig, R., et al.: Climate-induced changes on the hydrology of Mediterranean basins - A research concept to reduce uncertainty and quantify risk, *Fresen. Environ. Bull.*, 19 (10 A), 2379–2384, 2010.
- Majone, B., Villa, F., Deidda, R. & Bellin, A.: Impact of climate change and water use policies on hydropower potential in the south-eastern Alpine region, *Sci. Tot. Environ.*, 543, 965–980, 2016.
- Marras P., Muroli D., Manca S., Soru C., Pusceddu G., Marroccu M., & Cau P.: The SWAT model and a web-based information system to assess the water balance of Sardinia (Italy), 2014 SWAT International Conference, 2014.
- Mascaro, G., Deidda, R., & Hellies, M.: On the nature of rainfall intermittency as revealed by different metrics and sampling approaches, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 17, 355–369, 2013a.
- Mascaro, G., Piras, M., Deidda, R., & Vivoni, E. R.: Distributed hydrologic modeling of a sparsely monitored basin in Sardinia, Italy, through hydrometeorological downscaling, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 17, 4143–4158, 2013b.
- Maurer, E. P. & Hidalgo, H. G.: Utility of daily vs. monthly large-scale climate data: an intercomparison of two statistical downscaling methods, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 12, 551–563, 2008.
- Meyer, S., Blaschek, M., Duttman, R. & Ludwig, R.: Improved hydrological model parametrization for climate change impact assessment under data scarcity - The potential of field monitoring techniques and geostatistics, *Sci. Tot. Environ.*, 543, 906–923, 2016.
- Montenegro, S. & Ragab, R.: Impact of possible climate and land use changes in the semi-arid regions: a case study from North Eastern Brazil, *J. Hydrol.*, 434–435, 55–68, 2012.
- Nakićević, N., Alcamo J, Davis G, de Vries HJM, Fenhann J, Gaffin S, Gregory K, Grubler A, Jung TY, Kram T, La Rovere EL, Michaelis L, Mori S, Morita T, Papper W, Pitcher H, Price L, Riahi K, Roehrl A, Rogner H-H, Sankovski A, Schlesinger M, Shukla P, Smith S, Swart R, van Rooijen S, Victor N, & Dadi Z.: Emissions Scenarios. A Special Report of Working Group III of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press: Cambridge; 559, 2000.
- Piras, M., Mascaro, G., Deidda, R., & Vivoni, E. R.: Quantification of hydrologic impacts of climate change in a Mediterranean basin in Sardinia, Italy, through high-resolution simulations, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 18, 5201–5217, 2014.
- Schulla J., *Model description WaSiM (Water balance Simulation Model)*, Hydrology Software Consulting, 2015.
- Sulis, M., Paniconi, C., Rivard, C., Harvey, R., & Chaumont, D.: Assessment of climate change impacts at the catchment scale with a detailed hydrological model of surface-subsurface interactions and comparison with a land surface model, *Water Resour. Res.*, 47, W01513, 2011.
- Sulis, M., Paniconi, C., Marroccu, M., Huard, D., & Chaumont, D.: Hydrologic response to multimodel climate output using a physically based model of groundwater/surface water interactions. *Water Resour. Res.*, 48, W12510, 2012.
- Todini, E. & Ciarapica, L.: The TOPKAPI model, in: *Mathematical Models of Large Watershed Hydrology*, chap. 12, edited by: Singh. V. P., Water Resources Publications, Littleton, 2001.
- Velázquez, J. A., Schmid, J., Ricard, S., Muerth, M. J., Gauvin St-Denis, B., Minville, M., Chaumont, D., Caya, D., Ludwig, R., & Turcotte, R.: An ensemble approach to assess hydrological models' contribution to uncertainties in the analysis of climate change impact on water resources, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 17, 565–578, 2013.
- Vivoni, E. R., Ivanov, V. Y., Bras, R. L., & Entekhabi, D.: On the effects of triangulated terrain resolution on distributed hydrologic model response, *Hydrol. Process.*, 19(11), 2101–2122, 2005.
- Wood, A. W., Leung, L. R., Sridhar, V., & Lettenmaier, D. P.: Hydrologic implications of dynamical and statistical approaches to downscaling climate model outputs, *Climatic Change*, 62(1-3), 189–216, 2004.
- Xu, C., Widen, E., & Halldin, S.: Modelling hydrological consequences of climate change – Progress and challenges, *Adv. Atmos. Sci.*, 22, 789–797, 2005.

UN POSSIBILE APPROCCIO SEMPLIFICATO PER IL CALCOLO DEL WATER EXPLOITATION INDEX (WEI⁺)

Stefano Casadei¹, Francesco Peppoloni², Michele Bellezza² & Arnaldo Pierleoni³

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia, Borgo XX Giugno 74 Perugia - stefano.casadei@unipg.it; (2) T4E òone Technology four Elementsò, Via D. Birago 18 Perugia - peppoloni.francy@yahoo.it, m.bellezza@t4e.it; (3) Università Niccolò Cusano, Via Don Carlo Gnocchi 3 Roma - arnaldo.pierleoni@unicusano.it

ASPETTI CHIAVE:

- WEI⁺ è un indicatore di scarsità idrica, raccomandato dal comitato di esperti della Commissione Europea, definito come rapporto tra prelievi al netto delle restituzioni e risorsa idrica rinnovabile
- L'approccio proposto semplifica il calcolo dell'indice, utilizzando le curve di durata per la stima della risorsa rinnovabile ed un database georeferenziato per le valutazioni sui prelievi
- L'applicazione condotta nell'alto bacino del Tevere mostra la possibilità di calcolo del WEI⁺ a livello di sottobacino, evidenziando i possibili squilibri locali nell'utilizzo delle risorse idriche

1 PREMESSA

Water Exploitation Index (WEI) è un indicatore di scarsità idrica, aggiornato nella sua forma WEI⁺ dal comitato di esperti in materia della Commissione Europea (CE) includendo nel calcolo degli utilizzi anche la possibile restituzione di risorsa e le modalità di gestione (Faergemann, 2012).

Tale indice è stato incluso recentemente tra quelli pertinenti nel settore, in precedenza erano stati introdotti SPI (Standardized Precipitation Index) e FAPAR (fraction of Absorbed Photosynthetically Active Solar Radiation). Per gli indici SPI e FAPAR esiste un'ampia bibliografia, legata all'elaborazione di serie storiche di dati di pioggia (SPI) e all'uso di immagini satellitari per valutazioni sulla copertura vegetale (FAPAR), mentre per l'indice WEI⁺ la bibliografia è molto limitata e generalmente riguarda valutazioni a scala nazionale, regionale e di bacino idrografico (De Roo et al., 2012; Monzonís et al., 2015; Karabulut et al., 2016).

Le motivazioni di ciò sono probabilmente nella stessa definizione dell'indice, che prevede il rapporto tra i volumi di prelievo, al netto delle restituzioni, ed il volume che rappresenta la disponibilità di risorsa idrica rinnovabile:

$$WEI^+ = \frac{(\text{prelievi} - \text{restituzioni})}{\text{risorsa idrica rinnovabile}} \quad (1)$$

A tal fine è necessario avere un quadro dettagliato dei prelievi e delle relative eventuali restituzioni, insieme alla necessaria valutazione della risorsa idrica rinnovabile, che può essere eseguita con un modello di bilancio idrologico del bacino o con tecniche di rinaturalizzazione delle portate misurate.

Per il calcolo del WEI⁺ è quindi necessaria la conoscenza dettagliata del quadro dei prelievi e delle restituzioni, dei dati idrologici necessari all'eventuale applicazione del modello di bilancio, per la cui taratura e validazione sono comunque fondamentali i dati sugli usi dell'acqua, oppure dei dati per una procedura di rinaturalizzazione delle portate, ove nuovamente è d'obbligo la conoscenza delle utilizzazioni e restituzioni, incluse le variazioni sui volumi di accumulo artificiale. Questo insieme di motivi si pensa che al momento abbia impedito l'applicazione a scala locale del calcolo del WEI⁺, limitandola a scale territoriali molto ampie, ove i dati necessari al calcolo, in particolare i prelievi, vengono stimati/valutati a livello globale. Il quadro che ne segue è che l'utilità dell'indice di scarsità idrica risulta molto limitato dal punto di vista della programmazione e pianificazione degli interventi volti a risanare situazioni di squilibrio nell'uso della risorsa idrica, limitandosi ad evidenziare criticità a livello nazionale o regionale, basate su dati di prelievo idrico spesso gravati da un non trascurabile livello di incertezza (EEA, 2013).

Lo studio avviato si pone l'obiettivo di ridurre queste criticità, in particolare proponendo l'adozione di un database su WEB-GIS per la gestione finalizzata dei prelievi idrici (Bellezza et al., 2014) ed utilizzando per la valutazione della risorsa idrica disponibile lo strumento delle curve di durata naturali, che risultano

diffusamente regionalizzabili a livello di sottobacino idrografico (Castellarin *et al.*, 2004; Franchini *et al.*, 2011; Longobardi & Villani, 2013).

2 MATERIALI E METODI

2.1 Il database dei prelievi su WEB-GIS per la stima dei volumi netti prelevati

La struttura del database è stato realizzata per contenere i dati sui prelievi idrico secondo la indicazioni contenute nel DM del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio 28 Luglio 2004, con riferimento ai criteri per il censimento delle utilizzazioni in atto. In particolare è stata posta attenzione alla georeferenziazione del prelievo, alla tipologia e modalità d'uso dell'acqua e alla eventuale presenza di restituzioni, inclusa la loro localizzazione. Dall'analisi condotta, prima a livello di intero bacino del Fiume Tevere, per poi passare a livello di Regione Umbria ed infine di Provincia di Perugia, è emersa una evidente carenza di omogeneità strutturale del dato, con una quasi totale assenza di informazioni sulle modalità di utilizzo del volume prelevato.

Una volta strutturato il database dei prelievi è stata sviluppata una procedura di analisi che abbina le utilità del GIS alla flessibilità e diffusione dell'ambiente WEB. In pratica, l'utente abilitato, operando con un qualsiasi browser, può interrogare, modificare, aggiornare il database, inoltre può eseguire un filtro di tipo spaziale su mappa. Tale procedura si avvia selezionando un punto di interesse su un'asta del reticolo idrografico, individuando così i relativi sottobacini, a cui seguono delle procedure di overlay che selezionano tutte le utilizzazioni idriche che ricadono negli stessi. Al fine di valutare in maniera più dettagliata la tipologia dei prelievi idrici presenti vi è la possibilità di attivare a monte dei filtri, sia di tipo quantitativo, in termini portata minima o massima prelevata, sia di tipo descrittivo, per tipologia d'uso dell'acqua e per situazione amministrativa del decreto di concessione.

L'output che si ottiene è rappresentato in figura 1. La finestra di pop-up riporta in sintesi le informazioni sulle caratteristiche fisiche ed idrologiche del tratto di reticolo selezionato e quelle sulle concessioni presenti nel bacino idrografico di monte, al momento distinte per tipologia d'uso e sintetizzate per portata massima complessiva prelevabile, da cui si possono ipotizzare diverse procedura di stima dei volumi netti prelevabili.

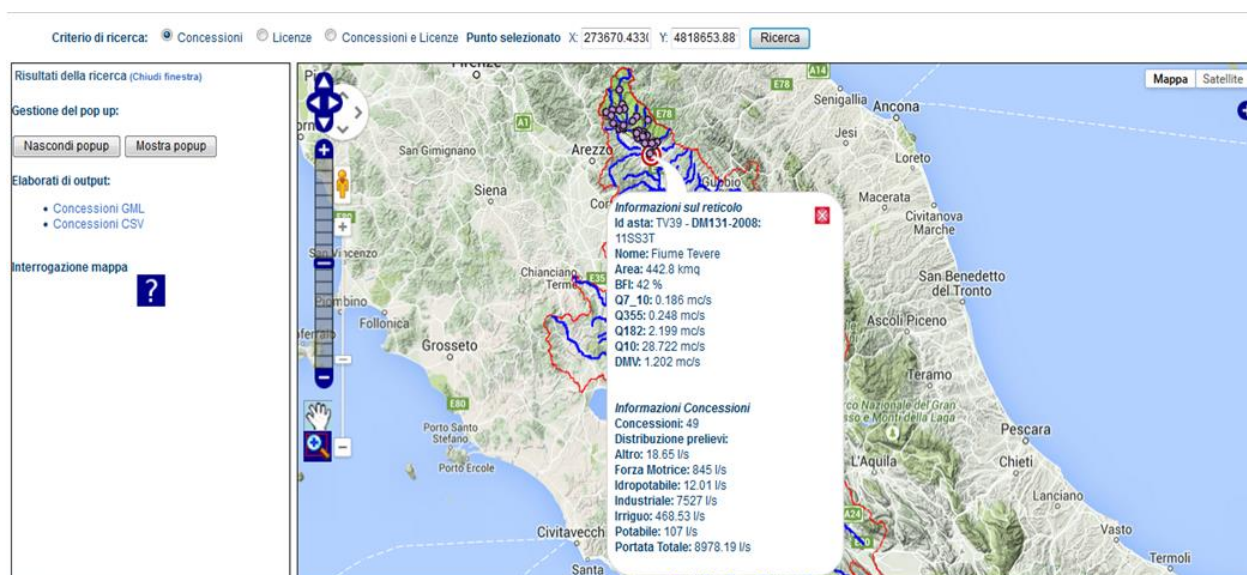


Figura 1. Esempio di output grafico nella gestione dei prelievi idrici.

2.2 Le curve di durata naturali per la stima della risorsa idrica rinnovabile

Lo strumento delle curve di durata dei deflussi è ampiamente utilizzato in molti settori, sia per valutare la disponibilità di risorsa idrica, sia per analisi sui fenomeni di magra e di qualità delle acque. Per tali motivi sono state prodotte, come detto nella premessa, tecniche di regionalizzazione delle curve di durata, che

consentono di utilizzare tale strumento anche per siti non strumentati. Nel presente lavoro è stata utilizzata una tecnica di regionalizzazione delle curve di durata naturali basata su una distribuzione log-normale a tre parametri, studiata su delle opportune serie storiche di portate naturalizzate di stazioni idrometriche nell'alto bacino del Fiume Tevere (*Bellezza et al.*, 2007). I parametri sono stimati in funzione della conoscenza di due soli dati, l'indice del deflusso di base (BFI), stimabile dalla geologia del bacino, e la superficie drenata del bacino (AREA). I risultati del modello di regionalizzazione hanno consentito di stimare la curva di durata naturale dei deflussi su tutto il reticolo idrografico studiato, schematizzato in aste di lunghezza variabile in funzione della presenza di opere o confluenze significative, oltre che della tipizzazione dei corsi d'acqua ai sensi della Direttiva 2000/60/CE.

Ai fini delle valutazioni sul WEI^+ , la curva di durata naturale è stata utilizzata per calcolare la risorsa idrica rinnovabile, ipotizzando tale volume pari all'area sottesa alla curva fino alla durata 355 giorni. La parte terminale della curva di durata non è stata considerata, in quanto si ritiene che le portate minime di magra non possano essere valutate come risorsa utile da conteggiare in un indice che sostanzialmente misura lo sfruttamento del corso d'acqua.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Nel calcolo dell'indice WEI^+ ci si è orientati non tanto sul valore annuale, ma bensì sul valore stagionale e del mese di punta. In particolare si è assunto come significativo il valore stagionale relativo al periodo irriguo (giugno-settembre), mentre per il valore mensile si è ipotizzato il mese di agosto.

Per eseguire un confronto tra la metodologia suggerita dalla CE e quella ipotizzata con le curve di durata si sono scelti alcuni bacini campione, in cui il quadro dei prelievi fosse il più possibile noto. Tuttavia, anche in questo caso non è stato possibile avere delle informazioni certe sulle modalità di prelievo delle concessioni per uso irriguo, in quanto non sono disponibili dati sul monitoraggio dei prelievi, sia a livello aziendale, sia a livello di distretto/comizio irriguo. Per tale motivo, in entrambi i metodi di calcolo, si è ipotizzata una curva di prelievo standard per uso irriguo, variabile giornalmente nella stagione irrigua, che si è applicata alla portata massima di concessione. Ipotesi certamente gravosa in chiave pluriennale, comunque idonea a descrivere le situazioni di maggiore criticità in termini di scarsità idrica.

I valori dell'indice calcolati con la metodologia semplificata (WEI_{cd}^+) hanno utilizzato la curva di durata naturale per il calcolo del volume della risorsa idrica rinnovabile nel periodo irriguo e nel mese di punta, utilizzando rispettivamente le aree sottese alla curva nell'arco di durate 234-355 giorni e 325-355 giorni, ipotizzando quindi di concentrare tutte le portate di questi periodi nella parte finale della curva di durata.

Per il calcolo dei prelievi al netto delle restituzioni è stato invece utilizzato il dato di sintesi di Figura 1 (vedasi *informazioni concessioni*), rappresentato del totale del prelievo massimo distinto per tipologia d'uso, in cui la portata massima di ciascuna tipologia di prelievo è stata moltiplicata per un coefficiente medio della curva di prelievo nel periodo esaminato e per un coefficiente che tiene conto del consumo d'acqua (Efficienza dissipativa, $E=1$ per uso irriguo, $E=0.5$ per uso potabile, $0 < E < 1$ per altre tipologie d'uso).

Nella tabella 1 sono confrontati i valori del WEI^+ calcolati con le due metodologie, mostrando chiaramente come il metodo semplificato sovrastimi sempre l'indice calcolato con il metodo della CE, effetto dovuto essenzialmente all'ipotesi di calcolo del volume della risorsa rinnovabile nel tratto finale della curva di durata.

Fiume - Stazione	Area [Km2]	BFI	WEI_{irr}^+	WEI_{cdirr}^+	WEI_{max}^+	WEI_{cdmax}^+
Torrente Assino - Mocaiana	102	48	0.23	0.39	0.52	1.03
Torrente Assino - Serrapartucci	167.5	49	0.10	0.22	0.35	0.73
Torrente Niccone - Migianella	135.7	42	0.21	0.29	0.53	1.07

Tabella 1. Confronto tra un campione di WEI^+ calcolati secondo le indicazioni della CE e WEI_{cd}^+ calcolati con la curva di durata.

Tuttavia appare interessante come siano sostanzialmente rispettati gli scarti reciproci tra i campioni e soprattutto come sia praticamente costante il rapporto tra i due indici, con riferimento all'ipotesi di calcolo

nel mese considerato di massima scarsità idrica.

Alla luce di questi primi risultati, che andranno approfonditi ampliando anche il campione di bacini, si può concludere che la tecnica di calcolo semplificata potrebbe consentire una facile applicazione dell'indice ad un livello di maggior dettaglio territoriale (Figura 2) e nello stesso tempo conservare il termine di raffronto con l'indice iniziale, che potrebbe consistere anche in un innalzamento mirato delle soglie di criticità.

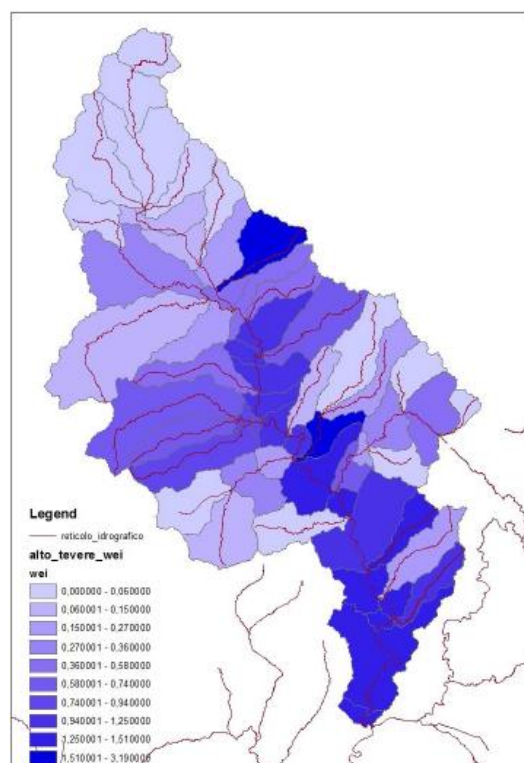


Figura 2. Esempio di calcolo del WEI^+_{cd} nell'alto bacino del Tevere.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bellezza, M., Casadei, S., Manciola, P. & Pierleoni, A. Mathematical model for multipurpose water resources management, Proceedings of ICID 22nd European Regional Conference, Pavia, Italia, 2007, CD topic 1, pp. 1-12.
- Bellezza, M., Casagrande, L., Pierleoni, A. & Casadei, S. Open source WEB applications for spatial data management and for water resources analysis, *AgroLife Scientific Journal*, 2014, Volume 3, Number 1, 25-30.
- Castellarin, A., Galeati, G., Brandimarte, L., Montanari, A. & Brath, A. Regional flow-duration curves: reliability for ungauged basins, *Advances in Water Resources*, 2004, 27, 953-965.
- De Roo, A., Burek, P., Gentile, A., Udias, A., Bouraoui, F., Aloe, A., Bianchi, A., LaNotte, A., Kuik, O., Tenreiro, J.E., Vandecasteele, I., Mubareka, S., Baranzelli, C., DerPerk, M.V., Lavelle, C. & Bidoglio, G. A multi-criteria optimisation of scenarios for the protection of water resources in Europe, Reference Report by the Joint Research Centre of the European Commission, 2012.
- European Environment Agency, EEA. Results and lessons from implementing the Water Assets Accounts in the EEA area. From concept to production. EEA Technical report No 7/2013.
- Faergemann, H. Update on Water Scarcity and Droughts indicator development, Status Box-Water Scarcity and Drought Expert Group, European Environment Agency, Bruxelles, 2012.
- Franchini, M., Ventaglio, E. & Bonoli, A. A Procedure for Evaluating the Compatibility of Surface Water Resources with Environmental and Human Requirements, *Water Resour Manage*, 2011, 25, 3613-3634.
- Karabulut, A., Egoh, B.N., Lanzaova, D., Grizzetti, B., Bidoglio, G., Pagliero, L., Bouraoui, F., Aloe, A., Reynaud, A., Maes, J., Vandecasteele, I. & Mubareka, S. Mapping water provisioning services to support the ecosystem-water-food-energy nexus in the Danube river basin, *Ecosystem Service*, 2016, 17, 278-292.
- Longobardi, A. & Villani, P. A statistical, parsimonious, empirical framework for regional flow duration curve shape prediction in high permeability Mediterranean region, *Journal of Hydrology*, 2013, 507, 174-185.
- Monzonís, M.P., Solera, A., Ferrer, J., Estrela, T. & Arquiola, J.P. A review of water scarcity and drought indexes in water resources planning and management, *Journal of Hydrology*, 2015, 527, 482-493.

TREND DI PRECIPITAZIONE E TEMPERATURA: CONFRONTO TRA INFORMAZIONE STORICA E MODELLI CLIMATICI DI PREVISIONE

Marco D'Oria, Massimo Ferraresi, Paolo Molini, Maria Giovanna Tanda¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura, Università degli Studi di Parma.

ASPETTI CHIAVE

- Si applicano test parametrici e non per rilevare trend nelle piogge e temperature osservate nell'alta Toscana
- Si analizzano i segnali di cambiamento climatico che emergono da differenti Modelli Climatici Regionali (RCM)
- Si mettono a confronto le estrapolazioni dei trend individuati dai dati storici con le previsioni dei modelli climatici

1 INTRODUZIONE

Il cambiamento climatico è un argomento entrato nell'agenda della politica per le sue implicazioni sull'agricoltura, l'economia e la società. La disponibilità delle risorse idriche, attualmente insidiata da problemi di quantità e qualità, potrebbe nel futuro diminuire drasticamente. Per questo motivo le Aziende che gestiscono il servizio idrico hanno sviluppato in Europa una nuova sensibilità al problema (Vidal & Wade, 2006) e intendono elaborare nuove strategie di approvvigionamento resilienti alle sollecitazioni sfavorevoli del clima.

La memoria presenta alcuni risultati di un'indagine svolta nella Toscana settentrionale allo scopo di individuare se siano riscontrabili elementi di cambiamento climatico nelle osservazioni di temperatura e pluviometria e quanto questi elementi possano essere messi in relazione con le previsioni di alcuni Modelli Climatici Generali (GCM) e Regionali (RCM) disponibili per l'area di studio.

2 AREA DI STUDIO E DATI DISPONIBILI

L'area indagata è il territorio di competenza della Società GAIA S.p.A. (Figura 1), Gestore del Servizio Idrico Integrato secondo quanto stabilito dalla Autorità Idrica Toscana (AIT) Conferenza territoriale n.1 "Toscana Nord". Per le stazioni termo-pluviometriche posizionate all'interno dell'area e nelle vicinanze sono disponibili dati raccolti da lungo tempo dal servizio idrografico italiano e più recentemente dalle agenzie regionali preposte. Per questo studio sono state selezionate 18 stazioni pluviometriche e 14 termometriche che presentavano una lunga serie di osservazioni giornaliere storiche con ottima continuità (79-97anni per i dati di pioggia e 62-89 anni per le temperature medie). Le lacune nei dati pluviometrici sono state integrate sulla base di una regressione lineare con la stazione (con dato presente) meglio correlata alla stazione incompleta. Nel caso delle temperature si è optato invece per una media pesata (con pesi proporzionali al coefficiente di correlazione, quando superiore ad una data soglia) del dato esistente nelle altre stazioni. Per eseguire tale integrazione è stato utilizzato l'intero archivio di dati disponibili, non limitandosi alle stazioni con lunga serie di dati, allo scopo di ampliare per quanto possibile l'informazione idrologica.

3 RILEVAZIONE DEI TREND STORICI

La presenza di un eventuale trend (di tipo monotono) nei dati storici è stata indagata mediante il test di Mann-Kendall (Mann, 1945; Kendall, 1975) valutandone la significatività al 5%. Nell'ipotesi di trend lineare, pendenza ed intercetta della retta di tendenza sono state valutate con il metodo di Theil-Sen (Theil, 1950; Sen, 1968) in quanto riconosciuto come meno influenzato da eventuali outliers. Le analisi sono state condotte a scala mensile e per l'intero anno.

Nell'area in esame si riscontra, con rare eccezioni, un trend in diminuzione della precipitazione annua; la tendenza alla riduzione sembra più evidente nei primi 6 mesi dell'anno e meno netta nel restante periodo. Si deve però sottolineare che nella maggior parte dei casi il trend non risulta significativo. La tendenza è invece opposta per quanto riguarda la temperatura dove, con poche singolarità, si nota negli ultimi anni un incremento dei valori; per molte stazioni il trend risulta significativo.

In Figura 1 sono rappresentati i valori dei gradienti decennali di precipitazione cumulata annua e temperatura media annua nelle stazioni analizzate.

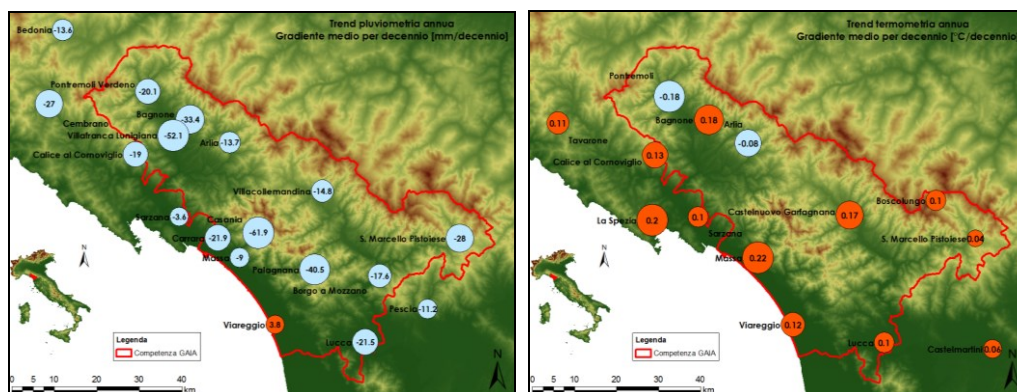


Figura 1. Area di competenza GAIA S.p.A. e trend pluviometri e termometrici annui: gradiente medio per decennio nelle stazioni analizzate. I cerchi di colore azzurro denotano una diminuzione della variabile; quelli di colore rosso un aumento.

4 PROIEZIONI DEI MODELLI CLIMATICI REGIONALI

Per quantificare gli effetti prodotti dal cambiamento climatico sulle caratteristiche delle variabili idrologiche precipitazione e temperatura, *Willems et al.* (2012) ritengono che sia opportuno associare ai risultati ottenuti dall'analisi dei trend delle serie storiche, le proiezioni prodotte da modelli climatici fisicamente basati.

Per il presente studio, sono stati acquisiti i dati prodotti da 13 diversi accoppiamenti tra Modelli Climatici Globali (GCM) e Regionali (RCM), sviluppati in seno al progetto EURO-CORDEX (*Jacob et al.*, 2014). Per ciascun accoppiamento sono disponibili i risultati delle simulazioni per due scenari futuri di emissioni di agenti forzanti: lo scenario RCP 4.5 e RCP 8.5. Tra le variabili prodotte dai modelli climatici, si sono considerate la precipitazione e la temperatura media giornaliera. La risoluzione spaziale è di 0.11° , corrispondente ad una griglia quadrata di lato circa 12.5 km. Gli orizzonti temporali simulati da ciascun modello climatico comprendono un periodo di controllo (1950-2005 o 1970-2005 a seconda del modello) e un periodo degli scenari (2006-2100, sulla base degli RCP 4.5 e RCP 8.5). Il periodo di controllo dei modelli climatici ha permesso di effettuare un confronto tra quanto valutato dal modello di clima e quanto osservato sul territorio grazie alla rete di misura disponibile. È ampiamente condiviso in letteratura che i risultati prodotti dai modelli climatici nel periodo di controllo si discostano dalle osservazioni storiche ed è pertanto necessaria una correzione prima del loro utilizzo (bias correction, *Teutschbein & Seibert*, 2010). In questo lavoro si è utilizzata una delle metodologie più accreditate in letteratura: il metodo denominato Distribution Mapping (*Teutschbein & Seibert*, 2012): il trentennio 1976-2005 è stato utilizzato come periodo di controllo.

A seguito delle operazioni di correzione del bias si sono ottenute, per ogni stazione, 13 serie temporali di precipitazione e temperatura per ciascuno degli scenari di emissioni RCP 4.5 e RCP 8.5. Da queste serie si sono estratte, per una analisi dettagliata, le proiezioni relative al decennio 2003-2012, 2031-40 (medio termine) e 2051-60 (lungo termine). Più precisamente il periodo 2003-2012 risulta in simulazione fino al 2005 e in previsione (con i due scenari di emissione) fino al 2012. I valori pertinenti un dato decennio e scenario sono stati considerati come 13 realizzazioni del medesimo fenomeno idrologico e sono stati quindi elaborati nella considerazione di un uguale grado di affidabilità.

5 CONFRONTO TRA LE PROIEZIONI DEI MODELLI RCM E I TREND DEI DATI STORICI

Al fine di confermare i segnali di cambiamento emersi e quantificare in maniera più attendibile gli effetti prodotti dalle variazioni climatiche sulle caratteristiche delle variabili idrologiche precipitazione e temperatura, si sono messi a confronto i valori estrapolabili dai trend dei dati storici con le previsioni dei modelli climatici. Il confronto è stato condotto per tutte le stazioni pluviometriche e termometriche per le

quali sono state eseguite le analisi di ricerca dei trend a scala mensile e annuale.

Nella Figura 2 sono mostrati, a titolo di esempio, i risultati del confronto ottenuti per la stazione termometrica di Massa a scala annuale. In particolare, sono rappresentati: la serie storica della temperatura media osservata (a partire dagli inizi delle osservazioni fino al 2012), la retta di trend identificata con la metodologia di Theil-Sen estesa al 2060 e i risultati dei modelli climatici per il 2003-2012 e gli orizzonti temporali a medio e lungo termine e per i due scenari di emissioni RCP 4.5 e RCP 8.5. Per descrivere sinteticamente la distribuzione statistica dei prodotti dei 13 modelli climatici si è fatto riferimento ad una rappresentazione box-plot in cui sono riportati il 1°, 2° e 3° quartile della distribuzione; i baffi del simbolo si estendono a rappresentare il massimo ed il minimo dei valori. Nel caso rappresentato in Figura 2 si nota un buon accordo tra le previsioni della retta di trend e le proiezioni dei modelli climatici con riferimento allo scenario di emissioni RCP 4.5. Si denota invece una sottostima della tendenza lineare rispetto ai modelli climatici per lo scenario RCP 8.5.

Per le altre stazioni sussistono condizioni differenti che sono riassunte nella Figura 3; in essa l'accordo tra le rette di trend storiche e le proiezioni dei modelli RCM è visualizzato attraverso una matrice colorata la cui scala cromatica evidenzia se i valori estrapolati dalle rette di trend ricadono tra il valore massimo e minimo o tra il 1° e 3° quartile della distribuzione dei modelli climatici o se sottostimano o sovrastimano le previsioni degli RCM. In definitiva, per quanto riguarda la termometria le analisi condotte evidenziano l'esistenza di un buon accordo tra i valori estrapolati dalle rette di trend e i 13 modelli RCM solo nel primo periodo di confronto (2006, anno medio del decennio 2003-2012) con l'eccezione del mese di settembre in cui si ha una sistematica sottostima. Per gli orizzonti temporali a medio e lungo termine si denota invece una diffusa sottostima dei valori estrapolabili dai trend storici rispetto alle previsioni dei modelli climatici. Appaiono solo sporadicamente casi di sovrastima della tendenza lineare rispetto agli RCM.

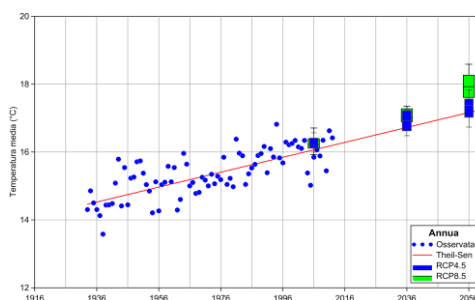


Figura 2. Confronto tra i valori estrapolati dai trend storici e le previsioni dei modelli RCM per la stazione termometrica di Massa.

Analoghe elaborazioni sono state eseguite per le precipitazioni. I risultati di tali analisi, che qui non sono riportati per brevità, evidenziano che, nella maggior parte dei casi, i valori estrapolati dalle rette di trend ricadono tra il massimo e minimo dei 13 modelli RCM, con un numero elevato di casi in cui l'accordo è particolarmente significativo (trend ricade tra il 1° e 3° quartile dei modelli). Si denota una sistematica sottostima dei valori di trend nei mesi di marzo e aprile e in maniera più evidente nel mese di maggio. Non appaiono mai casi di sovrastima della tendenza lineare rispetto agli RCM. In definitiva, si può ritenere che per tutte le stazioni analizzate esista un accordo più che accettabile tra le tendenze identificabili dai dati storici e le previsioni dei modelli climatici.

6 CONCLUSIONI

In seguito alle risultanze di questo studio, si è convenuto, per valutare le variazioni indotte dal cambiamento climatico sul bilancio idrologico nel territorio di competenza GAIA, di utilizzare le previsioni a medio e lungo termine prodotte dai modelli di proiezione del clima futuro in alternativa ai segnali di cambiamento climatico estrapolabili dalle analisi di trend locale. Infatti, seppur dall'analisi delle serie storiche di dati si sia evidenziato, globalmente nell'area in studio, un trend in diminuzione delle precipitazioni annue e in aumento della temperatura media annua, la tendenza risulta in molti casi statisticamente non significativa. In aggiunta, una mera estrapolazione lineare del trend non tiene conto dei differenti, seppure ipotetici, scenari futuri di emissione di agenti forzanti che possono dar luogo a

cambiamenti climatici di diversa entità. Infine, l'alternativa scelta si inserisce in un contesto metodologico, reperibile in letteratura, che presenta una più consolidata esperienza internazionale (Teng et al., 2015; Sunyer et al., 2012; Teutschbein & Seibert, 2010).

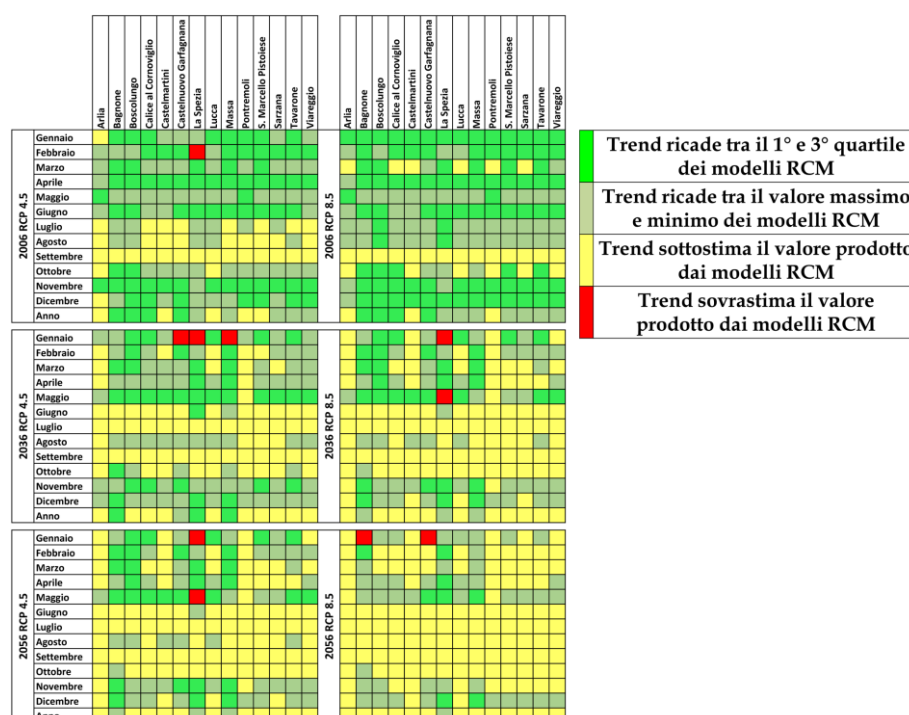


Figura 3. Confronto tra i valori estrapolati dai trend storici e le previsioni dei modelli RCM per le 14 stazioni termometriche.

RINGRAZIAMENTI

Il presente studio è stato svolto nell'ambito di una convenzione di ricerca tra il DICATeA dell'Università degli Studi di Parma e GAIA S.p.A. che si ringrazia per il supporto economico e nel reperimento dei dati.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Jacob, D., Petersen, J., Eggert, B., Alias, A., Bössing Christensen, O., Bouwer L.M., Braun, A., Colette, A., Déqué, M., Georgievski, G., Georgopoulou, E., Gobiet, A., Menut, L., Nikulin, G., Andreas Haensler, A., Hempelmann, N., Jones, C., Keuler, K., Kovats, S., Kröner, N., Kotlarski, S., Kriegsmann, A., Martin, E., van Meijgaard, E., Moseley, C., Pfeifer, S., Preuschmann, S., Radermacher, C., Radtke, K., Rechid, D., Rounsevell, M., Samuelsson, P., Somot, S., Soussana, J., Teichmann, C., Valentini, R., Vautard, R., Weber, B. & Yiou, P. EURO-CORDEX: new high-resolution climate change projections for European impact research. *Regional Environmental Change*, 2014, 14, 563-578.
- Mann, H.B. Non-parametric tests against trend, *Econometrica*, 1945, 13, 163-171.
- Kendall, M.G. Rank Correlation Methods, 4th edition, Charles Griffin, London, 1975.
- Sen, P.K. Estimates of the regression coefficient based on Kendall's tau. *Journal of the American Statistical Association*, 1968, 63, 1379-1389.
- Sunyer, M.A., Madsen, H. & Ang P.H. A comparison of different regional climate models and statistical downscaling methods for extreme rainfall estimation under climate change. *Atmospheric Research*, 2012, 103, 119-128.
- Teng, J., Potter, N.J., Chiew, F. H. S., Zhang, L., Wang, B., Vaze, J. & Evans J.P. How does bias correction of regional climate model precipitation affect modelled runoff? *Hydrology and Earth System Science*, 2015, 19, 711-728.
- Teutschbein, C. & Seibert, J. Bias correction of regional climate model simulations for hydrological climate-change impact studies: review and evaluation of different methods. *Journal of Hydrology*, 2012, 456-457, 12-29.
- Teutschbein, C. & Seibert, J. Regional climate models for hydrological impact studies at the catchment scale: a review of recent modeling strategies. *Geography Compass*, 2010, 4(7), 834-860.
- Theil, H. A rank-invariant method of linear and polynomial regression analysis, Part 3. *Proceedings of Koninklijke Nederlandse Akademie van Wetenschappen*, 1950.
- Vidal, J.P., Wade, S. Effect of climate change on river flows and groundwater recharge. A practical methodology synthesis report. UK Water Industry Research Ltd., London, 2006.
- Willems P., Olsson, J., Arnbjerg-Nielsen, K., Beecham, S., Pathirana, A., Bülow Gregersen, I., Madsen, H. & Nguyen, V.T.V. Impacts of Climate Change on Rainfall Extremes and Urban Drainage Systems. IWA Publishing Company, 2012.

L'INFLUENZA DEI CAMBIAMENTI CLIMATICI SULLA OTTIMIZZAZIONE DEI SISTEMI ACQUEDOTTISTICI - IL CASO DELLA PROVINCIA DI CROTONE

Mario Maiolo¹, Giuseppe Mendicino¹, Daniela Pantusa¹ & Alfonso Senatore¹

(1) Dipartimento di Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio e Ingegneria Chimica, Università della Calabria.

ASPETTI CHIAVE

- Gli obiettivi di sostenibilità richiedono una gestione dei sistemi idrici capace di soddisfare i fabbisogni e di adattarsi ai cambiamenti mantenendone l'integrità ambientale e idrologica
- La valutazione degli effetti dei cambiamenti climatici sui diversi schemi idrici costituisce strumento fondamentale per la pianificazione e gestione sostenibile delle risorse idriche
- Applicazione di un modello di ottimizzazione di sistemi acquedottistici per l'individuazione di una soluzione sostenibile nello scenario di cambiamento climatico

1 PREMESSA

La corretta gestione delle risorse idriche e il perseguimento di obiettivi di sostenibilità richiedono l'analisi e la risoluzione di diversi problemi di ottimizzazione con riferimento anche agli effetti dei cambiamenti climatici sulla disponibilità e distribuzione delle risorse stesse.

La Calabria è una regione potenzialmente molto sensibile ai cambiamenti climatici. Le proiezioni di significativa riduzione dei volumi idrici disponibili (es. Senatore *et al.*, 2011) suggeriscono una particolare attenzione verso la corretta regolazione dell'equilibrio tra risorsa utilizzabile e fabbisogni. L'assenza di una visione integrata della gestione della risorsa idrica, sprechi di vario tipo ed accordi di gestione basati su valutazioni obsolete, allo stato attuale, generano sovente conflittualità tra le diverse utenze.

In tale contesto, il presente lavoro descrive il caso di studio della Provincia di Crotone, caratterizzato da un sistema di approvvigionamento idropotabile costituito da 29 sorgenti, 3 derivazioni e 7 pozzi, una disponibilità complessiva di 1535 l/s e un fabbisogno di 923 l/s. Pur essendo complessivamente la disponibilità di risorsa sufficiente rispetto ai fabbisogni delle utenze, la distribuzione dell'acqua attraverso i vari sistemi non risulta bilanciata e diversi comuni risentono di una conseguente condizione di carenza idrica. Tale condizione richiede l'individuazione di una soluzione di ottimizzazione della distribuzione della risorsa anche in relazione ai nuovi scenari connessi con il cambiamento climatico e con le conseguenti riduzioni delle disponibilità idriche sul territorio.

2 MATERIALE E METODI

L'impatto dei cambiamenti climatici è stato valutato utilizzando lo scenario RCP (Representative Concentration Pathway) 4.5 prodotto dalla simulazione del Modello Climatico Regionale (RCM) COSMO-Climate Limited-area Modelling (CCLM) nel contesto dell'iniziativa EURO-CORDEX (www.euro-cordex.net). Il modello CCLM considerato ha eseguito il downscaling dinamico del Modello di Circolazione Generale (GCM) MPI-ESM-LR ed è stato applicato alla risoluzione di 0.11° (circa 12.5 km) sia nel periodo di controllo 1971-2005 che nello scenario 2016-2050. L'ulteriore downscaling ad una risoluzione adeguata all'analisi idrologica oggetto del presente studio è stato eseguito con un modello di bilancio distribuito (Mendicino *et al.*, 2008), che simula la variazione di umidità del suolo e del contenuto idrico sotterraneo, l'accumulo e lo scioglimento nivale, l'evapotraspirazione ed il deflusso superficiale su una griglia regolare con lato pari a 5 km ed un passo temporale mensile, utilizzando dataset che includono le forzanti climatiche derivate dal RCM (temperatura e precipitazioni), la vegetazione e le proprietà del suolo. Il modello è stato ampiamente testato sull'intero territorio regionale, fornendo risultati affidabili. L'applicazione del modello di bilancio (che è stato eseguito considerando 5 anni di spin-up sia nel periodo di controllo che nello scenario futuro) ha consentito di valutare le variazioni di disponibilità della risorsa idrica nello scenario di cambiamento climatico e di procedere all'ottimizzazione dello schema idrico.

Il modello di ottimizzazione utilizzato, relativo alla corretta allocazione delle risorse idriche a fini idropotabili, è quello proposto da *Maiolo & Pantusa* (2016). Tale modello prevede l'analisi delle risorse idriche presenti su un territorio in relazione alla domanda delle utenze in modo da determinare i possibili trasferimenti di risorsa da differenti schemi, al fine di ottenere un'ottimale gestione delle risorse disponibili. Tale modello fa riferimento a un problema di ottimizzazione di tipo non lineare vincolato che si basa su una funzione obiettivo proporzionale al costo di trasferimento delle risorse idriche. Nella formulazione del modello si considerano come nodi origine le fonti di approvvigionamento presenti sul territorio con le relative disponibilità idriche, e come nodi destinazione le utenze con i relativi fabbisogni. Attraverso una specifica modellizzazione del costo di trasferimento della risorsa idrica dalla *i*-esima origine alla *j*-esima destinazione, l'obiettivo del problema di ottimizzazione è individuare la configurazione ottimale di allocazione delle risorse che minimizza il costo totale di trasferimento della risorsa per l'intero sistema idrico. Il modello così formulato permette di individuare soluzioni che possono, ad esempio, essere utilizzate per risolvere problemi locali di approvvigionamento, attraverso trasferimenti di risorse e creazione delle necessarie opere di adduzione.

3 RISULTATI

Per lo scenario futuro analizzato, il modello CCLM indica nella provincia di Crotone una riduzione media della precipitazione di circa il 9% ed un incremento medio della temperatura di 1 °C. La riduzione del deflusso idrologico è mediamente ancora più accentuata (circa il 19%). Al fine di valutare le variazioni di disponibilità della risorsa idrica in ciascuno dei 39 nodi origine sono state eseguite simulazioni specifiche per ognuno dei sottobacini di riferimento, considerando le variabili del modello più appropriate a seconda che tali nodi rappresentassero sorgenti, pozzi, derivazioni da fiume o prese da lago. La riduzione dei volumi disponibili è risultata variabile tra il 3% ed il 54%.

Nel contesto di tale futuro scenario idrologico, è stata effettuata un'applicazione del modello di ottimizzazione che, rispetto all'attuale configurazione, produce una variazione del sistema idrico complessivo in termini di:

- ridefinizione dei grandi schemi idrici relativamente all'eliminazione di alcuni esistenti collegamenti tra singoli nodi origine e nodi destinazione e all'individuazione di nuovi collegamenti da realizzare;
- ridefinizione, anche se in modo meno significativo, della distribuzione della risorsa relativa a opere di approvvigionamento inerenti i più piccoli schemi comunali.

Complessivamente, la soluzione fornita dal modello di ottimizzazione individua 13 nuovi collegamenti da realizzare e, rispetto a un'astrazione topologica delle rete, risulta una riduzione della lunghezza complessiva dell'intero sistema idrico del 6%.

Attraverso tale modellazione, sulla base dei complessivi futuri volumi disponibili e delle differenti riduzioni percentuali tra le diverse opere di approvvigionamento, il modello riesce, pertanto, a realizzare, a differenza della condizione attuale, una distribuzione della risorsa bilanciata in termini di disponibilità e fabbisogni.

La figura 1 riporta l'output del modello. In particolare, a sinistra vengono riportati i collegamenti tra nodi origine e nodi destinazione rispetto all'attuale configurazione del sistema idrico; i triangoli rappresentano i nodi origine, i cerchi rappresentano i nodi destinazione, in nero sono indicati i collegamenti esistenti, in rosso i collegamenti esistenti con sollevamento. A destra viene riportato l'output del modello relativo ai collegamenti tra nodi origine e nodi destinazione, rispetto allo scenario futuro di cambiamento climatico; i triangoli rappresentano i nodi origine, i cerchi i nodi destinazione, in verde sono indicati i nuovi collegamenti, in grigio i collegamenti eliminati, in nero i collegamenti esistenti che continuano a essere utilizzati, in rosso i collegamenti esistenti con sollevamento.

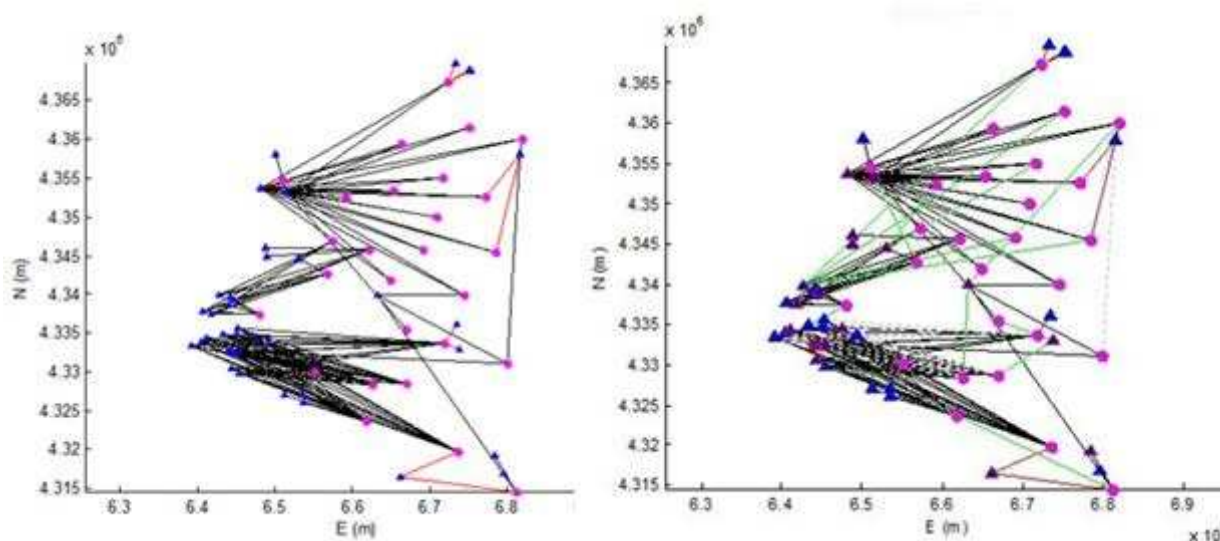


Figura 1. Output del modello. A sinistra i collegamenti tra nodi origine e nodi destinazione rispetto all'attuale configurazione del sistema idrico, a destra l'output del modello relativo ai collegamenti tra nodi origine e nodi destinazione rispetto allo scenario futuro di cambiamento climatico.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Maiolo, M. & Pantusa, D. An optimization procedure for the sustainable management of water resources. *Water Science & Technology: Water Supply*, 2016, 16(1), 61-69.
- Mendicino, G., Senatore, A. & Versace, P. A Groundwater Resource Index (GRI) for drought monitoring and forecasting in a Mediterranean climate, *Journal of Hydrology*, 2008, 357(3-4), 282-302.
- Senatore, A., Mendicino, G., Smiatek, G. & Kunstmann, H. Regional climate change projections and hydrological impact analysis for a Mediterranean basin in southern Italy, *Journal of Hydrology*, 2011, 399(1-2), 70-92.

VALUTAZIONE DELL’AFFIDABILITÀ DI UN SISTEMA DI RECUPERO DI ACQUE PIOVANE IN SICILIA

Lorena Liuzzo ¹, Vincenza Notaro ¹ & Gabriele Freni ¹

(1) Facoltà di Ingegneria e Architettura, Università degli Studi di Enna Kore - Cittadella Universitaria, 94100 Enna.

ASPETTI CHIAVE

- Applicazione dell’algoritmo *Yield-After-Spillage* per la valutazione del risparmio idrico ottenuto da un sistema di raccolta di acque piovane destinate ad uso domestico con riferimento ad un’utenza residenziale in Sicilia.
- Analisi regionale della performance di un sistema di recupero di acque piovane per 111 siti distribuiti su tutto il territorio siciliano.
- Definizione di relazioni matematiche tra affidabilità del sistema di recupero di acque piovane e precipitazione media annua e valutazione dell’incertezza legata alla stima dell’affidabilità mediante tali relazioni.

1 PREMESSA

La crescente domanda idrica ha condotto a situazioni di scarsità in numerose aree del Mediterraneo, ove l’aumento della popolazione e l’espansione delle aree urbane e industrializzate hanno determinato un incremento della pressione sulle risorse idriche superficiali e sotterranee. Secondo numerosi studi, il cambiamento climatico in atto comporterà un’ulteriore riduzione delle risorse idriche nei prossimi decenni (Giorgi & Lionello 2008; García-Ruiz *et al.* 2011). In tale contesto, lo sviluppo di sistemi e di misure di adattamento finalizzate allo sfruttamento di risorse idriche alternative costituisce una tematica di notevole interesse. In aree aride e semi-aride gravemente affette da scarsità idrica, il recupero delle acque piovane ha rappresentato per lungo tempo l’unica fonte di approvvigionamento di acque per uso potabile e non. Negli ultimi decenni i vantaggi economici ed ambientali derivanti dall’utilizzo di sistemi di recupero delle acque piovane hanno promosso la loro diffusione anche nelle aree urbane (Farreny *et al.* 2011). Alcuni studi hanno evidenziato i vantaggi ottenibili dall’utilizzo di acque piovane per lo scarico dei WC (Jones & Hunt 2010). Zhang *et al.* (2010) hanno osservato che l’uso di acque piovane per lo scarico del WC può determinare una riduzione dei consumi d’acqua fino al 25% in edifici residenziali. Altri studi hanno invece quantificato il risparmio idrico derivante dall’utilizzo di acque piovane per l’irrigazione (Ngigi *et al.* 2004; Kahinda *et al.* 2007).

Il presente studio è stato finalizzato all’analisi dell’affidabilità di un sistema di recupero delle acque piovane da utilizzare per lo scarico dei WC e l’irrigazione del giardino in una residenza unifamiliare di quattro persone. La performance del modello è stata valutata per diversi valori di precipitazione media annua in 111 siti in Sicilia e con riferimento a tre differenti capacità del serbatoio di raccolta (10, 15 e 20 m³).

2 MATERIALI E METODI

2.1 Dataset

La presente analisi è stata condotta con riferimento a 111 siti provvisti di stazione pluviometrica e distribuiti uniformemente su tutto il territorio siciliano. In Sicilia la precipitazione media annua varia tra 400 mm/anno (alle basse quote) e 1300 mm/anno (sui rilievi più elevati). In Figura 1a si riporta la distribuzione spaziale della pioggia media annua nel periodo 1981-2012. La Figura 1b mostra lo schema di raccolta delle acque piovane analizzato e le quantità coinvolte nel bilancio idrico.

I volumi di pioggia in ingresso nel sistema di raccolta sono stati calcolati con riferimento al triennio 2002-2004, per il quale si disponeva di serie continue in un gran numero di stazioni pluviometriche. La domanda idrica per l’irrigazione del giardino è stata valutata a partire dalla stima dell’evapotraspirazione potenziale mensile. I dati di pioggia e di temperatura utilizzati nell’analisi sono stati forniti dall’Osservatorio delle Acque della Regione Sicilia.

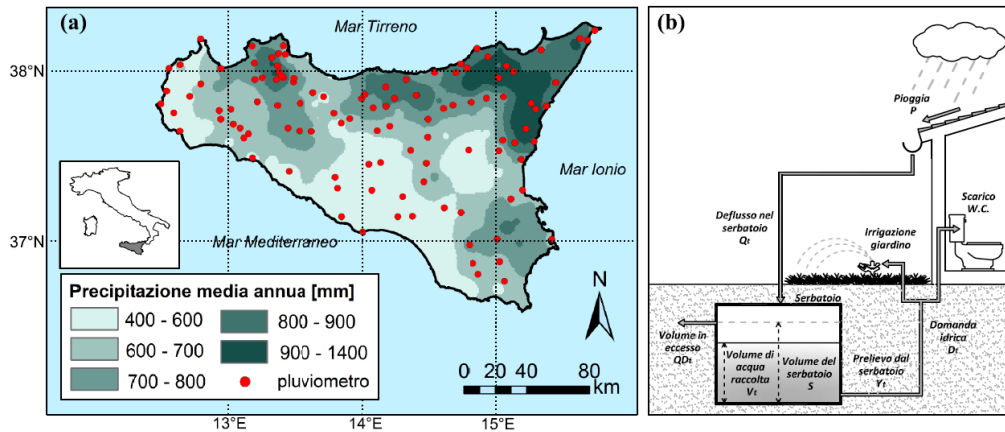


Figura 1. (a) Distribuzione spaziale delle stazioni pluviometriche e della precipitazione media annua (mm); (b) schema del sistema di raccolta delle acque piovane con indicazione delle quantità coinvolte nel bilancio idrico.

2.2 Afflusso nel serbatoio di raccolta delle acque piovane

Il serbatoio di raccolta viene riempito con le acque piovane intercettate dalle coperture delle abitazioni, dai cortili e dalle aree pedonali. Nell'ipotesi di precipitazione costante ad ogni passo temporale t , il volume di pioggia è stato calcolato mediante la seguente espressione:

$$Q_t = \phi \cdot A_{TOT} \cdot P_t = A \cdot P_t \quad (1)$$

dove Q_t è il volume in ingresso nel serbatoio durante il passo temporale t (m^3), ϕ è il coefficiente di deflusso (adimensionale), P_t è il volume di precipitazione caduto nel passo t (m), A_{TOT} è la superficie totale di intercettazione (m^2) ed A è la superficie impermeabile effettiva (m^2). Le perdite per evaporazione dal serbatoio sono state trascurate. In questo studio ϕ è stato posto pari a 0.9.

Le acque piovane provenienti da tetti e aree pedonali sono inizialmente di scarsa qualità, a causa della presenza di sedimenti, polveri e altri materiali che si accumulano durante i periodi secchi e vengono successivamente dilavati all'inizio dell'evento di pioggia. Secondo *Yaziz et al.* (1989) la qualità delle acque accumulate nel serbatoio può essere considerevolmente migliorata allontanando i primi 0.33 mm di pioggia. Pertanto, nel presente studio, tutte le simulazioni a scala giornaliera sono state condotte sottraendo i primi 0.33 mm di pioggia a ciascun evento.

2.3 Bilancio idrico

Il bilancio idrico del serbatoio è stato valutato mediante l'algoritmo Yield-After-Spillage (*Jenkins* 1978):

$$Q_{D_t} = \max \begin{cases} V_{t-1} + A \cdot P_t - S \\ 0 \end{cases} \quad (2)$$

$$Y_t = \min \begin{cases} D_t \\ V_{t-1} \end{cases} \quad (3)$$

$$V_t = \min \begin{cases} V_{t-1} + Q_t - Y_t \\ S - Y_t \end{cases} \quad (4)$$

dove Q_{D_t} (m^3) è il volume in eccesso allontanato dal serbatoio nel passo temporale t , V_t (m^3) è il volume accumulato alla fine del passo t , Y_t (m^3) è il volume prelevato dal serbatoio durante il passo t , D_t (m^3) è la domanda idrica nel passo t ed S è la capacità del serbatoio. Una volta valutato il bilancio idrico, l'affidabilità del sistema di raccolta è stata stimata come rapporto tra il volume di acqua accumulato e la domanda totale:

$$E_T = \frac{\sum_{t=1}^T Y_t}{\sum_{t=1}^T D_t} \cdot 100 \quad (5)$$

dove T è il periodo considerato.

2.4 Domanda idrica

Per determinare la domanda idrica per lo scarico del WC in un'abitazione residenziale di quattro persone si è fatto riferimento ai risultati dell'analisi condotta da Liuzzo *et al.* (2016). Il modello di domanda è stato pertanto definito mediante l'analisi statistica di dati di consumo di acqua raccolti durante una campagna di monitoraggio che ha coinvolto sette abitazioni unifamiliari a Palermo dal 2002 al 2004.

Per stimare la domanda idrica per l'irrigazione del giardino, si è fatto riferimento ai risultati dell'analisi condotta da Liuzzo *et al.* (2016), ipotizzando che il giardino della casa unifamiliare considerata avesse una superficie di 200 m² e fosse coperto con un tappeto erboso di *Zoysia Japonica Compadre*, una specie particolarmente resistente e adatta al clima della regione in esame.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Per ogni sito dell'area di studio, l'affidabilità annuale del sistema di raccolta è stata stimata come media dei valori di E_T nel periodo 2002-2004. In Figura 2 si riporta la distribuzione dei valori di E_T ottenuti considerando l'uso dell'acqua piovana per lo scarico del WC, per l'irrigazione del giardino e per i due usi combinati.

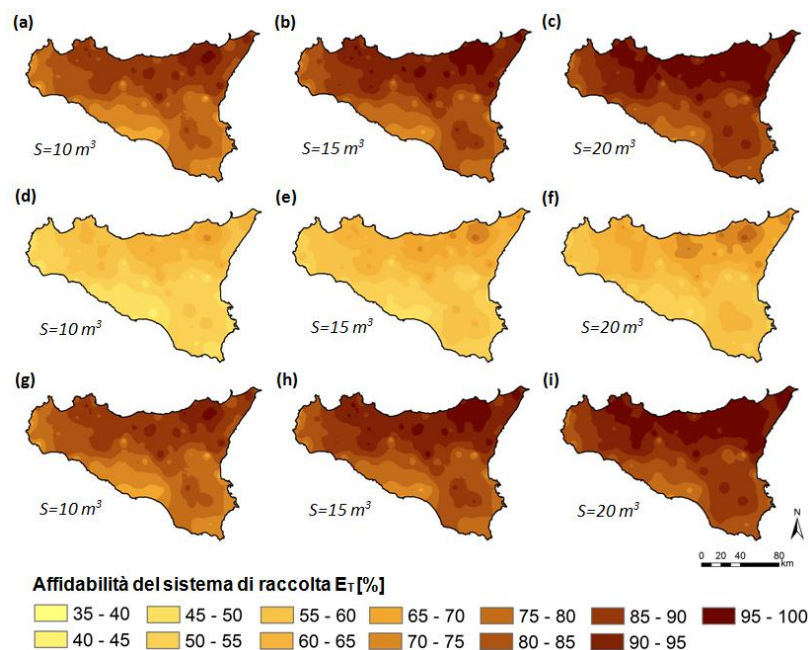


Figura 2. Affidabilità del sistema E_T (%) per le capacità del serbatoio e gli usi considerati: (a), (b), e (c) scarico WC; (d), (e) ed (f) irrigazione del giardino; (g), (h) ed (i) scarico WC e irrigazione del giardino.

L'utilizzo dell'acqua piovana per lo scarico del WC fornisce le performance migliori del sistema (Figura 2a, 2b e 2c). La domanda idrica può essere completamente soddisfatta con un serbatoio di 10 m³ nella maggior parte della regione. Valori inferiori di E_T si osservano lungo la costa meridionale, ove le precipitazioni medie annue variano tra 400 e 600 mm. L'uso di acqua piovana per l'irrigazione del giardino richiede capacità del serbatoio superiori a 10 m³, come si osserva in Figura 2d, 2e e 2f. Nello specifico, per

$S=10 \text{ m}^3$, mediamente il sistema riesce a soddisfare solo il 55% della domanda idrica per irrigazione. Nel caso di utilizzo dell'acqua piovana sia per lo scarico del WC che per l'irrigazione del giardino, le capacità del serbatoio considerate in questo studio sono risultate insufficienti a garantire adeguate performance del sistema. Le mappe in Figura 2g, 2h e 2i mostrano infatti che, per $S=10 \text{ m}^3$, $l'E_T$ medio risulta pari al 50% e incrementi della capacità del serbatoio fino a 20 m^3 non determinano rilevanti miglioramenti nell'affidabilità del sistema e non risultano pertanto convenienti dal punto di vista economico.

Allo scopo di fornire uno strumento pratico per una rapida valutazione dell'affidabilità di un sistema di raccolta dell'acqua piovana in Sicilia, sono state definite delle relazioni matematiche tra E_T e la precipitazione media annua P . Pertanto, a partire dai risultati ottenuti dal bilancio idrico del sistema, la procedura di ricampionamento descritta da Liuzzo *et al.* (2016) ha consentito di definire delle equazioni valide a scala regionale per la determinazione del valore di E_T come funzione di P e l'incertezza relativa alla stima ottenuta dalle suddette equazioni (Tabella 1).

Uso	S (m³)	Equazione $P-E_T$	Bande di incertezza	
Scarico WC	10	$0.0276 \cdot P + 61.782$	$-7 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0379 \cdot P + 56.864$	$8 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0148 \cdot P + 68.685$
	15	$0.0299 \cdot P + 64.589$	$-8 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0445 \cdot P + 57.073$	$8 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0191 \cdot P + 69.642$
	20	$0.0316 \cdot P + 66.804$	$-1 \cdot 10^{-5} \cdot P^2 + 0.0505 \cdot P + 57.233$	$1 \cdot 10^{-5} \cdot P^2 + 0.0164 \cdot P + 74.115$
Irrigazione	10	$0.0183 \cdot P + 41.614$	$-6 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0271 \cdot P + 36.728$	$6 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0104 \cdot P + 46.063$
	15	$0.0200 \cdot P + 51.705$	$-9 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0352 \cdot P + 43.927$	$8 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0087 \cdot P + 57.493$
	20	$0.0214 \cdot P + 61.223$	$-8 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0338 \cdot P + 54.87$	$7 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0113 \cdot P + 66.569$
Scarico WC + irrigazione	10	$0.0233 \cdot P + 38.775$	$-7 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0335 \cdot P + 33.891$	$8 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0125 \cdot P + 44.048$
	15	$0.0282 \cdot P + 38.482$	$-9 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0424 \cdot P + 31.477$	$9 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0153 \cdot P + 44.332$
	20	$0.0320 \cdot P + 38.508$	$-9 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0466 \cdot P + 31.437$	$9 \cdot 10^{-6} \cdot P^2 + 0.0185 \cdot P + 45.036$

Tabella 1. Relazioni matematiche tra P ed E_T e relative bande di incertezza per vari valori di $S \text{ (m}^3\text{)}$ e per gli usi considerati

Sulla base delle suddette equazioni, in aree caratterizzate da una precipitazione media annua compresa tra 600 e 1000 mm, il sistema di raccolta è in grado di garantire un risparmio idrico fino all'80% per $S=10 \text{ m}^3$, nel caso di acque piovane destinate allo scarico del WC. Per tale intervallo di precipitazioni l'incertezza relativa alla stima di E_T risulta molto ridotta. Nei siti dove la precipitazione media annua raggiunge e supera i valori massimi (1400 mm), E_T può superare il 100%, ovvero il sistema di raccolta consente il completo soddisfacimento della domanda idrica ed è in grado di fornire un ulteriore volume idrico che può essere destinato ad altri usi. In generale, le equazioni ottenute mostrano che E_T aumenta all'aumentare di P e di S .

In conclusione, in alcune aree della Sicilia, i sistemi di raccolta delle acque piovane, integrati con i sistemi di approvvigionamento idrico convenzionali, possono garantire notevoli risparmi idrici. Pertanto, è auspicabile l'introduzione di incentivi per l'implementazione di tali sistemi allo scopo di promuovere la raccolta di acque piovane per usi domestici nelle aree urbane residenziali.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- García-Ruiz, J. M., López-Moreno, J. I., Vicente-Serrano, S. M., Lasanta-Martínez, T. & Beguería, S.. Mediterranean water resources in a global change scenario. *Earth-Science Reviews*, 2011, 105(3), 121-139.
- Giorgi, F. & Lionello, P. Climate change projections for the Mediterranean region. *Global and Planetary Change*, 2008, 63(2), 90-104.
- Jenkins, D., Pearson, F., Moore, E., Sun, J.K., Valentine, R., Feasibility of Rainwater Collection Systems in California; Contribution No. 173, 1978, Californian Water Resources Centre: University of California, U.S.A.
- Jones, M.P. & Hunt, W.F. Performance of rainwater harvesting systems in the southeastern United States. *Resour. Conserv. Recycl.*, 2010, 54, 623-629.
- Jordan, J.E., White, R.H., Vietor, D.M., Hale, T.C., Thomas, J.C., Engelke, M.C. Effect of irrigation frequency on turf quality, shoot density, and root length density of five bentgrass cultivars. *Crop Sci.* 2003, 43, 282-287.
- Kahinda, J. M.M., Taigbenu, A.E., & Boroto, J.R. Domestic rainwater harvesting to improve water supply in rural South Africa. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 2007, 32(15), 1050-1057.
- Liuzzo, L., Notaro, V., & Freni, G. A Reliability Analysis of a Rainfall Harvesting System in Southern Italy. *Water*, 2016, 8(1), 18.
- Ngigi, S.N., Savenije, H.H., Thome, J.N., Rockström, J., & de Vries, F. P. Agro-hydrological evaluation of on-farm rainwater storage systems for supplemental irrigation in Laikipia district, Kenya. *Agricultural Water Management*, 2005, 73(1), 21-41.
- Yaziz, M.I., Gunting, H., Sapari, N., Ghazali, A.W. Variations in rainwater quality from roof catchments. *Water Res.*, 1989, 23, 761-765.
- Zhang, Y., Grant, A., Sharma, A., Chen, D. & Chen, L. Alternative water resources for rural residential development in Western Australia. *Water Resour. Manag.* 2010, 24, 25-36.

DROUGHT SEVERITY EVALUTATION IN CALABRIA

Tommaso Caloiero¹, Roberto Coscarelli², Ennio Ferrari³ & Beniamino Sirangelo⁴

(1) National Research Council – Institute for Agricultural and Forest Systems in Mediterranean (CNR-ISAFO), Rende (Cs), Italy;

(2) National Research Council – Research Institute for Geo-Hydrological Protection (CNR-IRPI), Rende (Cs), Italy;

(3) Department of Computer Engineering, Modeling, Electronics, and Systems Science (DIMES), Rende (CS), Italy;

(4) University of Calabria, Department of Environmental and Chemical Engineering (DIATIC), Rende (CS), Italy.

KEY POINTS

- A set of 129 homogeneous and complete rainfall series was selected in the Calabria region (southern Italy) for the period 1951-2006.
- Drought severity was analysed in the region through the application of the drought severity index (DSI).
- The main droughts events which affected the region were identified and one of the most severe was analysed in detail.

1 INTRODUCTION

Drought is defined as a natural temporary imbalance of water availability, consisting of a persistent lower-than-average precipitation, of uncertain frequency, duration and severity, of unpredictable or difficult to predict occurrence, which results in diminished water resources availability and carrying capacity of the ecosystems (Pereira *et al.*, 2002; Raziei *et al.*, 2009). Drought indices are useful for monitoring and assessing these phenomena, allowing scientists to assess quantitatively climate anomalies in terms of their intensity, duration, frequency, recurrence probability and spatial extent (Wilhite *et al.*, 2000; Tsakiris *et al.*, 2007). Numerous indices have been developed during the twentieth century to identify and quantify drought events. Among the indices for drought monitoring, the Standardized Precipitation Index (SPI) proposed by McKee *et al.* (1993) has found widespread application in different countries of the world. Another meteorological drought index is the drought severity index (DSI), which requires as input data the monthly rainfall anomaly (mm) evaluated with respect to the 1961-90 mean (Phillips & McGregor, 1998). Two temporal aggregation scales of the index are frequently used: the three-month drought severity index (DSI3) and the six-month drought severity index (DSI6). The first index uses a three-monthly initiation and termination rule (Bryant *et al.*, 1992), while the second one uses a six-monthly period and tests the sensitivity of the DSI3 to a change in the termination rules.

In the present work, drought events in a region of southern Italy (Calabria) have been evaluated using the DSI both on the 3- and 6-month aggregation. The aims of this study are to identify the worst events, as number of rainfall series falling within predefined DSI classes, and to analyse in detail one of the most severe drought events, which was detected in the period 2001-2002.

2 DATA AND METHODS

The study area (the Calabria region) is a peninsula with an oblong shape occupying the southern part of Italy (Figure 1). Because of its geographic position and mountainous nature, Calabria has highly spatially variable climates with a typically dry summer subtropical climate, also known as the Mediterranean climate. Its coastal zones are characterised by mild winters and hot summers with little precipitation. In particular, the Ionian side, which is influenced by currents coming from Africa, has high temperatures with short and heavy precipitation, while the Tyrrhenian side is influenced by western air currents and presents milder temperatures and considerable orographic precipitation. In the inland zones there are colder winters (with snow) and fresher summers (with some precipitation) than those marking the coastal zones (Caloiero *et al.*, 2011). In this work, the original data were the monthly precipitation series of the period 1916–2006, collected in Calabria by the former Italian Hydrographic Service. Particular attention has been paid to the problems arising from inhomogeneities of data series. The rainfall database used in this analysis is the one proposed by Brunetti *et al.* (2012), which consists of a total of 129 homogeneous monthly rainfall series for the period 1916–2006 (Figure 1).

Based on the accumulated monthly rainfall deficit concept of *Bryant et al.* (1992), the drought severity index (DSI) is evaluated through the precipitation anomalies (mm), defined in this work with reference to the 1961-90 mean (*Blenkinsop & Fowler, 2007a,b; Phillips & McGregor, 1998*). Two indices, DSI3 and DSI6, can be used by means of different termination rules. Considering the DSI3, if the precipitation anomaly in month t (X_t) is negative and the precipitation in the preceding 3-month period is also lower than its mean, then a drought sequence can start. In this case, a positive value equal to the precipitation deficit in month t is assigned to the DSI3. Considering the next month ($t+1$), if its precipitation deficit is $-Y$ mm and the mean monthly precipitation total for the preceding 3 months has not been exceeded, then the DSI3 for the month ($t+1$) is $X+Y$. On the contrary, if the precipitation anomaly is positive, the drought can continue, provided that the 3-monthly mean total has not been exceeded. The termination of a drought event occurs when the 3-monthly mean total is exceeded, thus assigning a value of zero to the DSI3. The DSI6 is calculated identically, using the 6-month mean to identify drought termination. In order to allow comparisons between different rain gauges, the DSI values can be standardized by dividing the absolute deficit by the site mean annual precipitation, and then multiplying by 100, thus expressing the accumulated precipitation deficit as a percentage of the annual mean total precipitation.

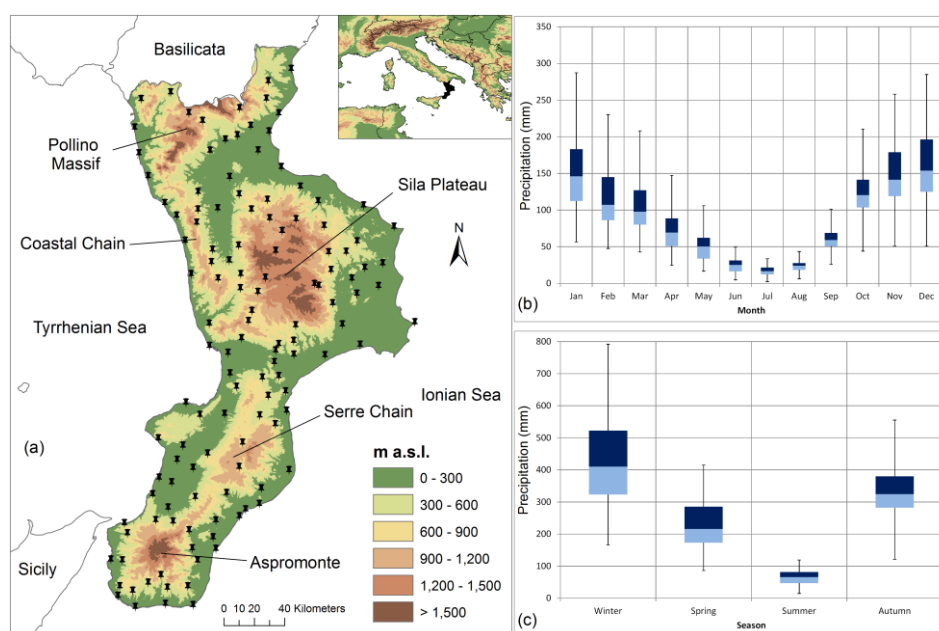


Figure 1. Localization of the selected rain gauges on a DEM of the Calabria region (a) and characterization of the rainfall series through box-plots: (b) monthly and (c) seasonal rainfall distribution for the whole set of rain gauges.

3 RESULTS AND DISCUSSION

With the aims to identify the worst drought events, the DSI3 and the DSI6 have been evaluated for the selected 129 rainfall series. As an example, Figure 2 shows the temporal distribution of dry periods based on the DSI6 for each rain gauge. This image enables to identify at a glance the most severe dry periods, as well as the corresponding duration (monthly resolution) and the number of gauges involved. Several dry periods have occurred during the last century. In particular, from 1951 to 1980 the worst dry conditions seemed to affect few series and for short time. The most important event in this period has been detected in 1962, with about 50 rainfall series which show high DSI values for both the aggregations. A general increase in drought events can be observed from the end of the 1980s. Specifically, dry conditions, which spread across the investigated area, have been detected in the period 1990-1992 with more than 60 rainfall series presenting severe drought conditions. Most recently, in this century, the most severe and prolonged drought event has been evaluated in the period 2001-2002, with more than 70 rainfall series showing high DSI values. Similar results have been obtained for the DSI3 (not shown).

The 2001-2002 drought event has been analysed in detail for a set of 8 rainfall series, which are

distributed across the region (Figure 3). As a result, the maximum values for both the indexes have been identified in February 2002, after which a decrease in the values starts. In particular, the DSI3 curves showed a fast decrease at the end of the winter season, while the high DSI6 values last till the end of the spring season. This behaviour reflects the six-monthly rule of the DSI6 and the need for large precipitation surpluses to offset the large precipitation deficits of the preceding months to terminate the sequence. A clear difference, for the DSI3, emerged between the rain gauge ID=900 and the other stations. In fact, in the 2001-2002 period, drought in this station (using the DSI3) reached over twice the severity of the other stations, although the degree of severity is reduced when the DSI6 is used. Similarly, referring to the DSI6, the rain gauge ID=1550 reached the highest values, which are almost double than the ones obtained in the other rain gauges.

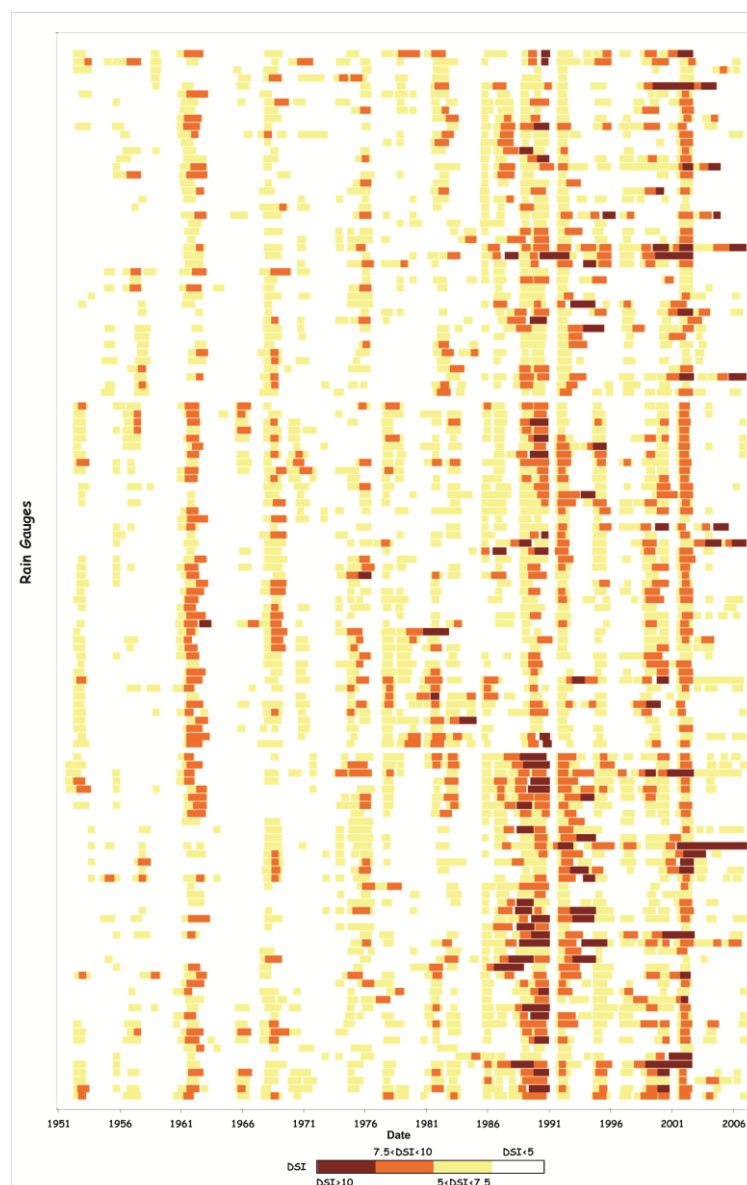


Figure 2. DSI6 distribution in the period 1951-2006 for each of the 129 rain gauges. Different colours identify the values of the DSI.

4 CONCLUSION

In this paper, drought events in the Calabria region (southern Italy) were evaluated using the DSI both on the 3- and 6-month aggregation. Generally, the use of the DSI6 instead of the DSI3 hinders the initiation of drought sequences, reduces the number of sequences, increases the mean duration of a sequence of given

severity and increases the probability of sequences reaching acute deficits. Results allowed the identification of the most severe drought events, confirming past findings obtained by analyses through the SPI (Buttafuoco & Caloiero, 2014; Buttafuoco *et al.*, 2015). Moreover, an increase of the frequency of drought events from the end of the 1980s has been observed, according to Caloiero *et al.* (2016), who evidenced a greater probabilities to have drought periods by using a stochastic approach.

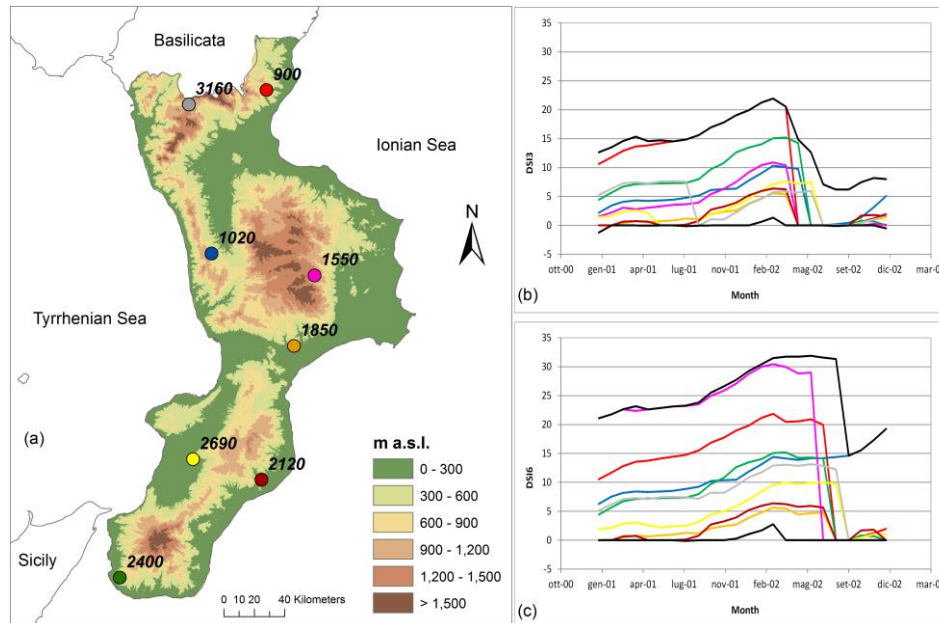


Figure 3. Localization of the 8 selected rain gauges on a DEM of the Calabria region (a) and temporal behaviour of the DSI3 (b) and the DSI6 (c) of the selected stations in the period 2001-2002. The black lines are the envelope curves of the maximum and the minimum values of the DSI3 and the DSI6 evaluated for all the 129 stations.

REFERENCES

- Blenkinsop, S. & Fowler, H.J. Changes in drought frequency, severity and duration for the British Isles projected by the PRUDENCE regional climate models. *Journal of Hydrology*, 2007a, 342, 50-71.
- Blenkinsop, S. & Fowler, H.J. Changes in European drought characteristics projected by the PRUDENCE regional climate models. *International Journal of Climatology*, 2007b, 27, 1595-1610.
- Brunetti, M., Caloiero, T., Coscarelli, R., Gullà, G., Nanni, T. & Simolo, C. Precipitation variability and change in the Calabria region (Italy) from a high resolution daily dataset. *International Journal of Climatology*, 2012, 32, 57-73.
- Bryant, S.J., Arnell, N.W. & Law, F.M. The longterm context for the current hydrological drought. *Proceedings of the IWEM Conf. on the Management of Scarce Water Resources*, Scotland, 1992.
- Buttafuoco, G. & Caloiero, T. Drought events at different timescales in Southern Italy (Calabria). *Journal of Maps*, 2014, 10, 529-537.
- Buttafuoco, G., Caloiero, T. & Coscarelli, R. Analyses of drought events in Calabria (Southern Italy) using standardized precipitation index. *Water Resources Management*, 2015, 29, 557-573.
- Caloiero, T., Coscarelli, R., Ferrari, E. & Mancini, M. Trend detection of annual and seasonal rainfall in Calabria (southern Italy). *International Journal of Climatology*, 2011, 31, 44-56.
- Caloiero, T., Sirangelo, B., Coscarelli, R. & Ferrari, E. An Analysis of the Occurrence Probabilities of Wet and Dry Periods through a Stochastic Monthly Rainfall Model. *Water*, 2016, 8, 39.
- McKee, T.B., Doesken, N.J. & Kleist, J. The relationship of drought frequency and duration to time scale. *Proceedings of the 8th Conference of Applied Climatology*, Anaheim, California, 1993.
- Phillips, I.D. & McGregor, G.R. The utility of a drought index for assessing the drought hazard in Devon and Cornwall, South West England. *Meteorological Applications*, 1998, 5, 359-372.
- Pereira, L.S., Cordery, I. & Iacovides, I. Coping with water scarcity, UNESCO IHP VI, Technical documents in hydrology, no. 58. UNESCO, Paris, 2002.
- Raziei, T., Saghaian, B., Paulo, A.A., Pereira, L.S. & Bordi, I. Spatial patterns and temporal variability of drought in Western Iran. *Water Resources Management*, 2009, 23, 439-455.
- Tsakiris, G., Pangalou, D. & Vangelis, H. Regional drought assessment based on the Reconnaissance Drought Index (RDI). *Water Resources Management*, 2007, 21, 821-833.
- Wilhite, D.A., Hayes, M.J. & Svoboda, M.D. Drought monitoring and assessment in the U.S., ed. J.V. Voght & F. Somma, *Drought and drought mitigation in Europe*. Kluwers, Dordrecht, 2000, pp. 149-160.

SIMULAZIONE DELL'IMPATTO DELLA VARIABILITÀ CLIMATICA SULLE PRESTAZIONI DI UN INVASO ARTIFICIALE SUL F. ALENTO

Pierluigi Furcolo, Antonia Longobardi, Clara Capuano

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno

ASPETTI CHIAVE

- Ricostruzione dei deflussi mensili dal bilancio idrico del serbatoio di Piano della Rocca e definizione di un modello idrologico del bacino a scala mensile basato sul modello ABCD
- Caratterizzazione delle precipitazioni e temperature mensili per la definizione dello scenario attuale e di scenari futuri in presenza di cambiamenti climatici
- Verifica delle prestazioni dell'invaso in quattro scenari di cambiamento climatico, con metodo Monte Carlo, mediante l'uso serie sintetiche di deflussi in condizioni di regole lineari di gestione

1 PREMESSA

La variabilità climatica sulla quale negli ultimi decenni molto si è discusso, può seriamente influenzare il funzionamento e la gestione degli invasi artificiali. Un approccio efficace per quantificare l'impatto della variabilità climatica e di prolungati periodi di siccità sulla gestione degli invasi è rappresentato dall'uso combinato di modelli di simulazione idrologica ed idraulica con indici di prestazione (Hashimoto et al., 1982; Karamouz & Araghinejad, 2008; Jain, 2010; Preziosi et al., 2013).

Il caso di studio illustrato è quello della diga di Piano della Rocca, localizzata lungo il corso del Fiume Alento, nella regione Campania. Viene definito lo scenario attuale, che rappresenta la base per le successive valutazioni e per i successivi confronti. La serie di portate in ingresso all'invaso, aggregate alla scala mensile, è stata modellata con il modello idrologico ABCD (Thomas, 1981), utilizzato successivamente per la generazione di serie idrologiche di portate affluenti al bacino artificiale, per scenari potenziali climatici futuri. Questi ultimi sono stati generati facendo riferimento sia alle tendenze climatiche che caratterizzano l'area di studio (Longobardi & Villani, 2010; Longobardi & Mautone, 2015) sia alle stime riportate nel V rapporto IPCC (IPCC, 2014). Tutti gli scenari prevedono un incremento di temperatura pari a 2°C e una riduzione del 10% della piovosità media annua, e si differenziano per come la riduzione complessiva di piovosità è stata ripartita tra le diverse stagioni dell'anno. Le serie di portate generate sono state introdotte in un semplice modello di gestione dell'invaso ed è stata ricostruita la serie delle portate erogate, considerando diversi livelli di domanda annua. Le erogazioni sono poi state messe a confronto con la domanda, per definire i classici indici di affidabilità, resilienza e vulnerabilità del sistema, ai quali è stata aggiunta una valutazione del danno atteso.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Il caso di studio

La diga di Piano della Rocca sul Fiume Alento viene utilizzata per regolare la risorsa idrica a uso idropotabile, irriguo e per la produzione di energia elettrica. Il bacino di alimentazione è rappresentato da un'area, prevalentemente impermeabile, di circa 100 km², caratterizzato da un valore medio della pioggia annua di circa 1200 mm e da un deflusso specifico medio annuo pari a circa 500 mm. Il lago ha una superficie massima di circa 2.12 km² ed una capacità di regolazione di circa 28.5 hm³.

Per il periodo 2000-2013 sono disponibili dati giornalieri di pioggia, temperatura dell'aria, livelli idrici e, solo per un anno, erogazione. Non è monitorato il deflusso superficiale in ingresso all'invaso, che è stato ricavato risolvendo l'equazione di continuità, ipotizzando un *pattern* di erogazione stazionario negli anni. Per le perdite del serbatoio, sono stati calcolati gli sfiori e stimata l'evaporazione, nota la temperatura media giornaliera misurata sulla diga. La serie ricostruita del volume di alimentazione dell'invaso è rappresentata, alla scala mensile, nella Figura 1, per il periodo di osservazione.

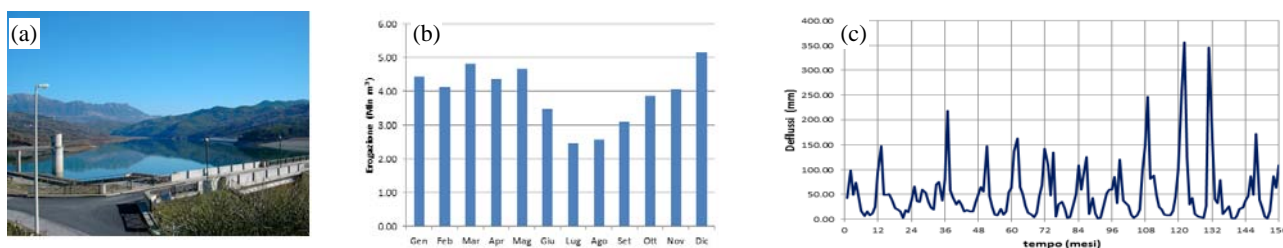


Figura 1. La diga di Piano della Rocca (a), il *pattern* di erogazione (b), e la serie ricostruita dei deflussi in ingresso all'invaso (c).

2.2 Il modello idrologico

L'ABCD (Thomas, 1981) è un modello idrologico di bilancio idrico abbastanza semplice, che, dati in ingresso la pioggia e l'evapotraspirazione potenziale, fornisce la simulazione dei deflussi. Il modello si basa sulla ripartizione dell'immagazzinamento dell'acqua in due diversi sistemi: umidità del suolo e acque sotterranee (fig.2a). L'umidità del suolo è alimentata dalle precipitazioni, e alimenta l'evapotraspirazione, il deflusso delle acque superficiali e la ricarica delle acque sotterranee. Il comparto delle acque sotterranee riceve l'acqua dalla ricarica e alimenta il deflusso sotterraneo. Il deflusso totale è quindi dato dalla somma del deflusso superficiale e di quello profondo.

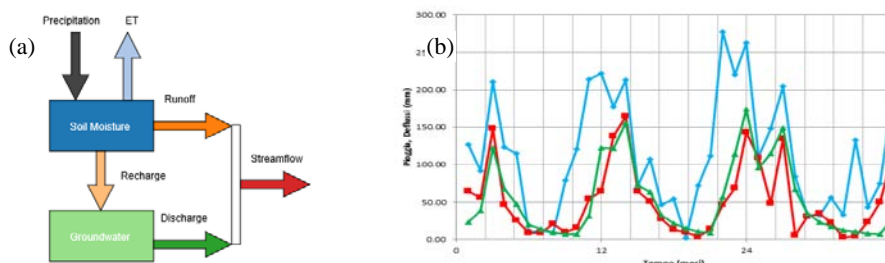


Figura 2. Schema del modello ABCD (a) e sua calibrazione (b) (azzurro: piogge, rosso: deflussi, verde: deflussi ricostruiti).

Una procedura di stima basata sulla massimizzazione del log-NSE (Nash-Sutcliffe Efficiency coefficient) per un periodo di calibrazione di 3 anni in cui la ricostruzione dei deflussi appare particolarmente affidabile, ha portato a una stima soddisfacente ($\log\text{-NSE} = 0.76$, fig.2b) dei parametri che governano il modello:

- $a = 0.993$ (frazione di ricarica quando il terreno non è saturo);
- $b = 400$ mm (capacità a saturazione nel suolo);
- $c = 0.40$ (parametro simile al BFI);
- $d = 0.40$ (coefficiente di risposta mensile delle acque sotterranee).

2.3 Caratterizzazione degli input idrologici

Sono stati raccolti i dati pluviometrici delle stazioni ricadenti nell'area del bacino in esame e i dati termometrici di tutta la regione Campania, oltre ai dati registrati dalla stazione pluvio-termometrica della diga. Le temperature medie mensili sono state legate alla quota con una regressione lineare. Per le piogge, diversi metodi di regionalizzazione hanno fornito tutti una piovosità media annua sul bacino di 1200 mm, con una ripartizione tra i diversi mesi che segue un andamento stagionale molto ben delineato e tipico del clima mediterraneo marittimo (vedi tab.1 e fig.3a/b). Le piogge mensili sono state modellate mediante una distribuzione composta Poisson-Esponenziale (cPE), i cui parametri, stimati con il metodo dei momenti, hanno l'andamento riportato in tab.1 e rappresentato nei riquadri a) e b) della fig.3. Il parametro β , che rappresenta il valore atteso della distribuzione esponenziale, è sostanzialmente costante nel tempo, ed è stato fissato a un unico valore per tutti i mesi (19 mm).

Parametro	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic
β (mm)	20.4	20.9	20.8	18.1	19.3	17.0	14.5	18.2	18.0	17.2	23.1	20.8
Λ ($\beta=19$)	7.4	6.5	5.8	4.8	3.9	2.5	1.5	2.5	4.6	7.1	8.2	7.7

Tabella 1. Valori dei parametri del modello cPE stimati con il metodo dei momenti. I valori di Λ sono ottenuti per β pari a 19 mm.

2.4 Gli scenari climatici

Seguendo le stime riportate nel V rapporto IPCC (IPCC, 2014), sono stati considerati un incremento di temperatura pari a 2°C e una riduzione del 10% della piovosità media annua. Le temperature medie mensili sono state incrementate in modo uniforme, e sono state replicate per tutti gli anni della simulazione, senza introdurre variabilità stocastica. Per le piogge mensili, la riduzione sul totale annuo è stata ripartita nei dodici mesi secondo quattro possibili scenari: 1) diminuzione uniforme della piovosità media mensile, 2) diminuzione concentrata nella stagione piovosa (ott-mar), 3) diminuzione concentrata nella stagione secca (apr-sett), 4) incremento del 20% delle piogge estive compensato da una maggior riduzione delle piogge invernali. Quest'ultimo scenario si collega ad alcune osservazioni sui trend climatici in corso riportate da Longobardi & Villani (2010). La piovosità media mensile è stata variata modulando in frequenza il modello cPE, ovvero agendo solo sul parametro Λ . I coefficienti utilizzati per la modulazione sono riportati in tab.2, la fig.3 riporta gli andamenti del parametro Λ per i diversi scenari considerati.

	Scenario 0	Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3	Scenario 4
Aprile-Settembre	1.00	0.90	1.00	0.69	1.20
Ottobre-Marzo	1.00	0.90	0.85	1.00	0.76

Tabella 2. Coefficienti moltiplicativi della piovosità mensile rispetto allo scenario attuale (Scenario 0) per i diversi scenari climatici.

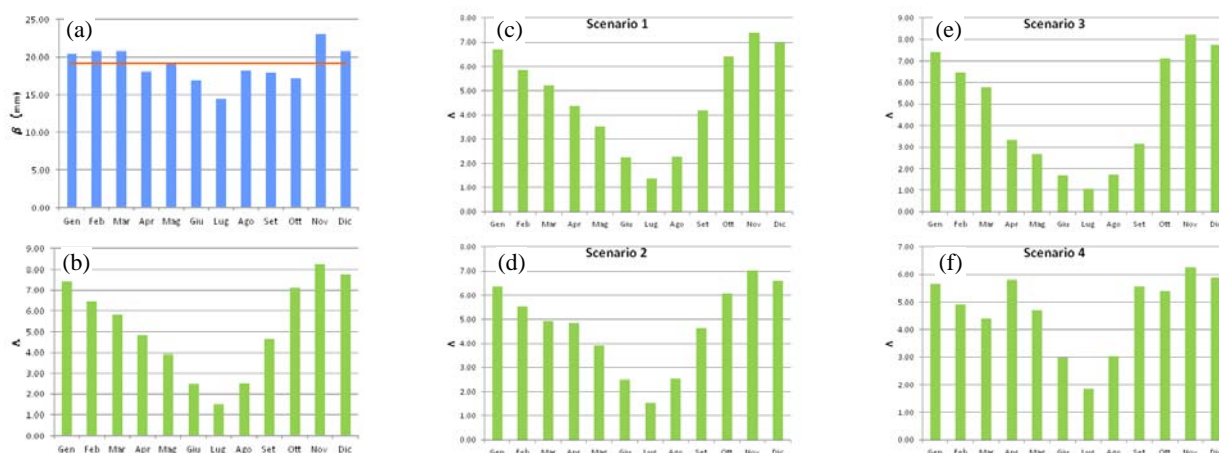


Figura 3. Andamento dei parametri del modello stocastico delle piogge mensili: (a) parametro β , in rosso il valore medio considerato costante; (b) parametro Λ , nello scenario attuale (Scenario 0); (c, d, e, f) parametro Λ , nei quattro scenari di cambiamento climatico.

2.5 La valutazione delle prestazioni del sistema di approvvigionamento idrico

L'impatto della variabilità climatica sulle prestazioni dell'invaso viene misurato attraverso un approccio basato sulla valutazione degli indici di affidabilità, resilienza e vulnerabilità proposti da Hashimoto et al. (1982). Le serie sintetiche dei deflussi sono state filtrate attraverso un modello di simulazione del bilancio idrico del serbatoio, con una regola lineare di gestione (erogazione mensile pari al minimo tra il volume disponibile e la richiesta mensile), includendo anche le perdite stimate per evaporazione dallo specchio liquido. L'**affidabilità r** è la probabilità che il sistema si trovi in uno stato di non crisi; la **resilienza γ** indica la rapidità con cui il sistema ritorna in uno stato di funzionamento dopo un periodo di crisi; la **vulnerabilità V** indica l'intensità dell'evento di crisi attraverso la quantificazione del volume di deficit a esso associato in rapporto alla domanda annua E . Il prodotto del complemento a 1 dell'affidabilità per la vulnerabilità dà una misura del danno atteso. Per la domanda annua E sono stati considerati diversi valori, da 10 a 36 milioni di m^3 a passi di 2 milioni di m^3 , con una ripartizione mensile proporzionale al pattern osservato nell'unico anno di dati disponibili (fig.1b).

Per ogni scenario, dalla generazione di serie casuali di input idrologici, attraverso il modello ABCD di risposta del bacino, sono state ottenute 10000 serie sintetiche di deflussi mensili della durata di 100 anni ognuna. Questo ha consentito di ricavare l'andamento medio degli indici di affidabilità insieme a una valutazione dell'incertezza di stima su periodi di tempo confrontabili con la tipica vita media dell'opera.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Dai grafici rappresentati in fig.4, l'andamento degli indici di prestazione è qualitativamente coerente con le attese, riguardo alla variabilità in base alla richiesta totale annua e al peggioramento delle prestazioni del sistema in presenza di cambiamenti climatici.

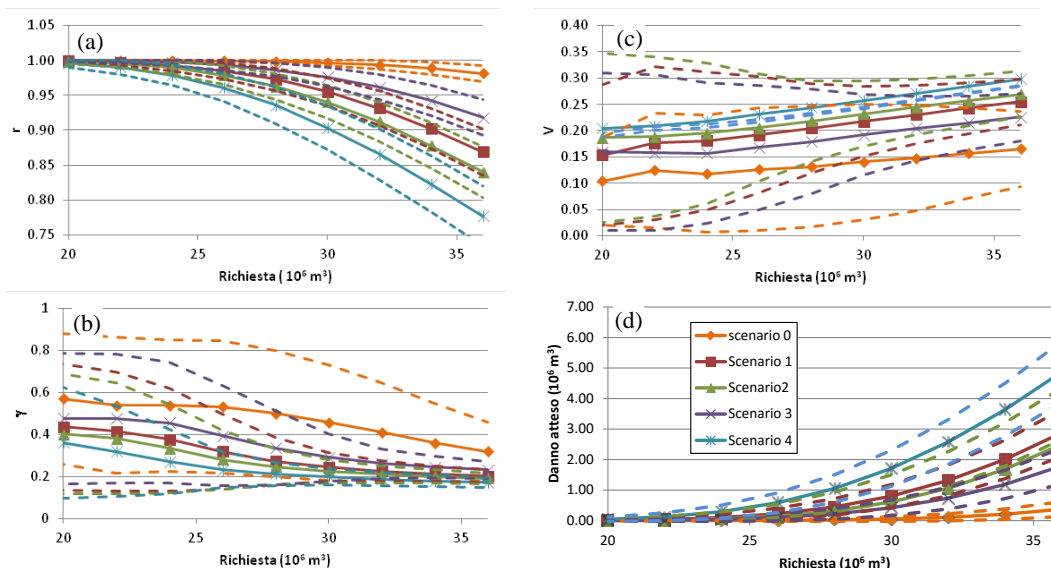


Figura 4. Andamento degli indici di prestazione dell'invaso: (a) affidabilità; (b) resilienza; (c) vulnerabilità; (d) danno atteso annuo. La legenda è rappresentata nel pannello (d). Le linee continue rappresentano i valori medi sulle 10000 serie generate, le linee tratteggiate differiscono per una deviazione standard (+/-) rispetto alla media.

Da un punto di vista quantitativo, il peggioramento di tutti gli indici è netto e tale da mettere a rischio la funzionalità del sistema, se non a costo di un drastico ridimensionamento dell'erogazione annua programmata. Considerando uno scenario attuale con richiesta pari a 36 milioni di m^3 (valore abbastanza realistico, in base ai dati disponibili), per ottenere valori medi paragonabili degli indici di prestazione, si arriva facilmente a una riduzione del 30% o più della richiesta annua per gli scenari di cambiamento climatico. In particolare, appare evidente come, per il serbatoio qui esaminato, le piogge invernali siano determinanti per il funzionamento dell'opera: gli scenari futuri risultano man mano più gravosi al diminuire della piovosità nella stagione umida. Questa osservazione desta particolare allarme, in quanto le analisi fin qui svolte sui trend climatici dell'area di studio (Longobardi & Villani, 2010), sembrano puntare proprio nella direzione di una più marcata riduzione delle piogge invernali, ovvero agli scenari n.2 e n.4.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Hashimoto, T., Loucks, D.P. & Stedinger, J. (1982) Reliability, resilience and vulnerability for water resources system performance evaluation. *Water Resources Research* 18 (1), 14–20.
- IPCC. (2014) Climate change. In *The IPCC Fourth Assessment Report*, Parry ML, Canziani OF, Palutikof JP, van der Linden PJ, Hanson CE (eds). Cambridge University Press: New York, NY.
- Jain, S.J. (2010) Investigating the behaviour of statistical indices for performance assessment of a reservoir. *Journal of Hydrology* 391, 90–96.
- Karamouz, M. & Araghinejad, S. (2008) Drought mitigation through long-term operation of reservoirs: case study. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 134 (4), 471–478.
- Longobardi, A. & Villani, P. (2010) Trend analysis of annual and seasonal rainfall time series in a Mediterranean area. *International Journal of Climatology* 30 (10), 1538–1546.
- Longobardi, A. & Mautone, M. (2015) Trend analysis of annual and seasonal air temperature. *Engineering Geology for Society and Territory - Volume 3: River Basins, Reservoir Sedimentation and Water Resources*, 501–504.
- Longobardi A., Buttafuoco G., Caloiero T. & Coscarelli R. (2016), Spatial and temporal distribution of precipitation in a Mediterranean area (Southern Italy). *Environmental Earth Sciences*, 75:189.
- Preziosi, E., Del Bon, A., Romano, E., Petrangeli, A.B. & Casadei, S. (2013) Vulnerability to drought of a complex water supply system. The upper Tiber basin case study (Central Italy). *Water Resources Management* 27, 4655–4678.
- Thomas, H.A.Jr (1981) Improved methods for national water assessment – Water Resources Contract: WR15249270, Final Report, Harvard University: Cambridge, MA, 59 pp.

POTENZIALITÀ DEGLI INDICI DI TELECONNESSIONE PER LA PREVISIONE A BREVE E MEDIO TERMINE DI SICCIÀ

Brunella Bonaccorso¹, Antonino Cancelliere² & Giuseppe Rossi³

(1) Dipartimento di Ingegneria, Università di Messina, C.da di Dio 98166 S. Agata, Messina; bbonaccorso@unime.it

(2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università di Catania, V. S. Sofia 64, 95123 Catania; acance@dica.unict.it

(3) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università di Catania, V. S. Sofia 64, 95123 Catania; grossi@dica.unict.it

ASPETTI CHIAVE

- Il presente studio illustra modelli probabilistici per la previsione a breve e medio termine di classi di siccità, in grado di includere le informazioni fornite da indici di teleconnessione, come il North Atlantic Oscillation (NAO)
- Le classi di siccità sono identificate con riferimento alle serie di Standardized Precipitation Index (SPI) calcolate a partire dalle serie mensili di precipitazione media areale della Sicilia dal 1979 al 2008.
- L'applicazione di un indice di prestazione (simple score) rivela che l'inclusione dell'indice NAO nei modelli proposti produce un generale miglioramento delle capacità previsionali e conferma l'applicabilità dei modelli per la previsione a breve e medio termine delle classi di siccità.

1 PREMESSA

Recenti studi hanno riguardato la possibilità di utilizzare indici di teleconnessione atmosferica, quali El Nino Southern Oscillation (ENSO) ed il North Atlantic Oscillation (NAO), a supporto della previsione delle siccità. A questo proposito, diversi lavori hanno confermato l'esistenza di un legame tra il NAO ed il clima dell'area Euro-Mediterranea. A dispetto di queste evidenze, tuttavia, solo pochi studi hanno valutato se incorporare il NAO, o altri indici di teleconnessione, nella struttura dei modelli di previsione, possa migliorarne le prestazioni (Cutore *et al.*, 2009; Jamshidi *et al.*, 2011; Chen *et al.*, 2013).

Le metodologie comunemente utilizzate in letteratura per prevedere le probabilità di transizione verso classi di siccità future, generalmente espresse in termini di indice di Palmer (Palmer, 1965) o di Standardized Precipitation Index (SPI) (McKee *et al.*, 1993), sono basate su approcci di tipo frequenziale, come nel caso dei modelli Markoviani (Lohani *et al.*, 1998; Paulo and Pereira, 2007) o log-lineari (Moreira *et al.*, 2008; Kavalieratou *et al.*, 2012).

Nel presente studio vengono proposti nuovi modelli per la previsione a breve e medio termine delle probabilità di transizione verso classi future di SPI, in grado di includere informazioni fornite dall'indice NAO. In particolare, i modelli proposti si basano sulla valutazione delle probabilità condizionate di classi di SPI future rispetto a classi o valori attuali di SPI (e NAO), assumendo che la distribuzione congiunta delle variabili analizzate sia normale.

2 DATI E METODOLOGIA

Le serie di SPI, aggregate alle scale temporali $k = 3, 4$ e 6 mesi (e.g. SPI-3, SPI-4 e SPI-6), sono state calcolate a partire dalla precipitazione mensile ragguagliata della Sicilia, ottenuta utilizzando i dati osservati dal 1921 al 2008 in 54 stazioni gestite dall'Osservatorio delle Acque regionale (www.osservatorioacque.it).

La serie dell'indice NAO, calcolato come differenza tra le anomalie standardizzate di pressione misurate tra Gibilterra e Reykjavik (Islanda), è stata prodotta dal Climate Research Unit dell'Università dell'East Anglia (UK) (<http://www.cru.uea.ac.uk/cru/data/nao/>). I valori mensili del NAO sono stati mediati su periodi di 4 mesi.

Poiché esiste una significativa correlazione negativa tra NAO e SPI in Sicilia durante le decadi recenti, i modelli proposti sono stati calibrati sul periodo 1979-2008. Inoltre, i valori di SPI e NAO sono stati classificati in 4 classi antisimmetriche di seguito descritte.

3 PROBABILITÀ DI TRANSIZIONE DELLE CLASSI DI SICCIÀ

3.1 Probabilità di transizione da una classe corrente di siccità ad una classe futura

Sia $Z_{v,\tau}$ il valore di SPI all'anno v e al mese $\tau = 1, 2, \dots, 12$, per una fissata scala di aggregazione temporale k . Sia, inoltre, C_i la generica classe di SPI, ad esempio: C_1 = Estrema ($Z_{v,\tau} < -2$), C_2 = Severa ($-2 \leq Z_{v,\tau} < -1.5$), C_3 = Moderata ($-1.5 \leq Z_{v,\tau} < -1$), C_4 = Non-siccità ($Z_{v,\tau} \geq -1$). La probabilità di transizione da una classe corrente C_0 (con limiti C_{0i} e C_{0s}) ad una classe C_M (con limiti C_{Mi} e C_{Ms}), può essere espressa come:

$$P[Z_{v,\tau+M} \in C_M | Z_{v,\tau} \in C_0] = \frac{\int_{C_{Mi}}^{C_{Ms}} \int_{C_{0i}}^{C_{0s}} f_{Z_{v,\tau}, Z_{v,\tau+M}}(t, s) \cdot dt \cdot ds}{\int_{C_{0i}}^{C_{0s}} f_{Z_{v,\tau}}(t) \cdot dt} \quad (1)$$

dove $f_{Z_{v,\tau}, Z_{v,\tau+M}}(\cdot)$ è la funzione densità bivariata di $Z_{v,\tau}$ e $Z_{v,\tau+M}$, mentre $f_{Z_{v,\tau}}(\cdot)$ è la funzione densità marginale di $Z_{v,\tau}$. Poiché, per definizione, $SPI \sim \mathcal{N}(0, 1)$, si può assumere, senza perdita di generalità, che $\mathbf{Z} = [Z_{v,\tau}, Z_{v,\tau+M}] \sim \mathcal{N}(0, \Sigma)$, essendo $\Sigma = \text{cov}[Z_{v,\tau}, Z_{v,\tau+M}]$ l'autocovarianza a lag M che può essere stimata attraverso la corrispondente statistica campionaria. L'Eq. (1) può essere estesa introducendo una variabile esogena nel modello, $W_{v,\tau}$ (e.g. NAO) con i rispettivi limiti di classe (C_{wi} e C_{ws}), ovvero:

$$P[Z_{v,\tau+M} \in C_M | Z_{v,\tau} \in C_0, W_{v,\tau} \in C_w] = \frac{\int_{C_{Mi}}^{C_{Ms}} \int_{C_{0i}}^{C_{0s}} \int_{C_{wi}}^{C_{ws}} f_{Z_{v,\tau+M}, Z_{v,\tau}, W_{v,\tau}}(t, s, w) \cdot dt \cdot ds \cdot dw}{\int_{C_{0i}}^{C_{0s}} \int_{C_{wi}}^{C_{ws}} f_{Z_{v,\tau}, W_{v,\tau}}(t, s) \cdot dt \cdot ds} \quad (2)$$

Nel seguito le distribuzioni multivariate dei vettori di variabili $\mathbf{X} = [Z_{v,\tau}, Z_{v,\tau+M}, W_{v,\tau}]$ e $\mathbf{X}_1 = [Z_{v,\tau}, W_{v,\tau}]$ sono ipotizzate normali standard, cioè $\mathbf{X} \sim \mathcal{N}(0, \Sigma_1)$ e $\mathbf{X}_1 \sim \mathcal{N}(0, \Sigma_2)$, dove Σ_1 e Σ_2 sono rispettivamente le matrici di varianza-covarianza di \mathbf{X} e \mathbf{X}_1 . La soluzione dell'Eq. (2) può essere ottenuta numericamente.

3.2 Probabilità di transizione da un valore corrente di siccità ad una classe futura

In base ad una ben nota proprietà delle distribuzioni multivariate normali, la probabilità di transizione da un valore corrente di SPI, $Z_{v,\tau} = z_0$, ad una classe futura C_M , è pari a:

$$P[Z_{v,\tau+M} \in C_M | Z_{v,\tau} = z_0] = \int_{C_{Mi}}^{C_{Ms}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_Z} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\rho \cdot z_0}{1-\rho^2}\right)^2} dx = \Phi\left[\frac{C_{Ms} - \rho \cdot z_0}{1-\rho^2}\right] - \Phi\left[\frac{C_{Mi} - \rho \cdot z_0}{1-\rho^2}\right] \quad (3)$$

dove Φ è la cdf normale standard e ρ è il coefficiente di correlazione lineare tra $Z_{v,\tau}$ e $Z_{v,\tau+M}$. Introducendo nuovamente la variabile $W_{v,\tau}$ l'Eq. (3) diventa:

$$P[Z_{v,\tau+M} \in C_M | Z_{v,\tau} = z_0, W_{v,\tau} = w_0] = \int_{C_{Mi}}^{C_{Ms}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_Z} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_Z}{\sigma_Z}\right)^2} dx \quad (4)$$

dove $\mu_Z = E[Z_{v,\tau+M} | Z_{v,\tau}, W_{v,\tau}]$ e $\sigma_Z^2 = \text{Var}[Z_{v,\tau+M} | Z_{v,\tau}, W_{v,\tau}]$ sono funzioni delle matrici di varianza-covarianza delle variabili in esame e dei valori z_0 e w_0 (cfr. Bonaccorso et al. 2015 per ulteriori dettagli).

4 APPLICAZIONI

In Figura 1 sono illustrate le probabilità di transizione tra classi di SPI-4 da Febbraio ad Aprile (e.g. $M=2$). Le barre nere corrispondono alle probabilità di transizione calcolate tramite l'Eq. (1), quelle colorate

corrispondono alle probabilità calcolate con l'Eq. (2). Gli intervalli confidenza al 90 % delle probabilità di transizione, generati ipotizzando NAO ed SPI non correlati, sono indicati con il simbolo (+). Con riferimento alle transizioni verso condizioni di siccità persistenti o peggiori, le corrispondenti probabilità crescono significativamente al tendere del NAO verso valori estremamente positivi (e.g. $NAO > 2$). Diversamente, quando le condizioni di siccità diventano meno severe o tendono a classi di non siccità, le probabilità si riducono al crescere del valore del NAO. Inoltre, i valori di probabilità ricadono generalmente fuori dagli intervalli di confidenza, indicando che il NAO mediato sul periodo Novembre–Febbraio, può esercitare una significativa influenza sulle transizioni delle classi di SPI in Aprile.

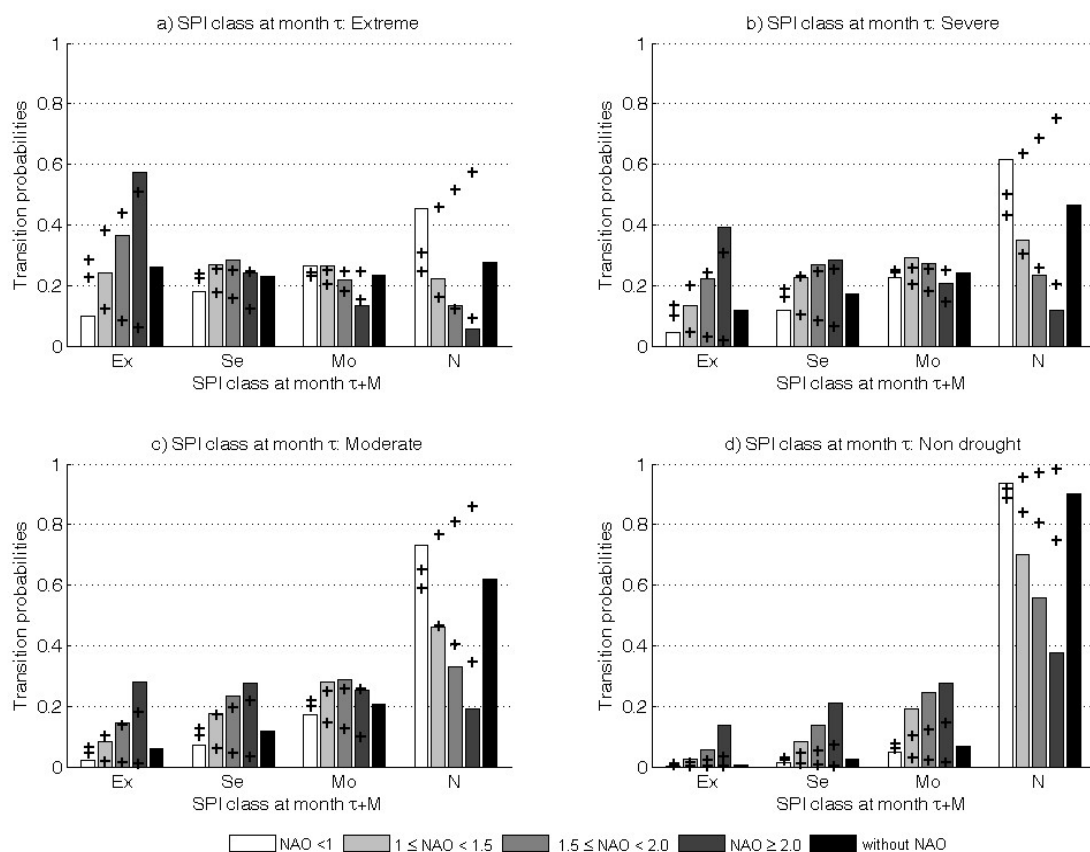


Figura 1. Probabilità di transizione delle classi di SPI-4 da Febbraio ad Aprile (i.e. $M = 2$), per diverse classi di SPI al mese τ : (a) Estrema (Ex), (b) Severa (Se), (c) Moderata (Mo) e (d) Non-siccità (N).

La Figura 2 mostra le probabilità di transizione da valori correnti di SPI-4 (e NAO) a Febbraio a classi di siccità future, 1, 2 e 3 mesi avanti. Dalle figure si evince che le probabilità di transizione variano significativamente quando sono presi in considerazione valori correnti di SPI e NAO. L'inclinazione delle strisce nelle immagini più grandi può essere interpretata come una misura dell'influenza relativa del valore corrente del NAO, w_0 , rispetto all'influenza esercitata dal valore di SPI, z_0 , sulle probabilità di transizione.

5 PRESTAZIONI DEI MODELLI E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Per valutare le capacità predittive dei modelli proposti è stato adottato un semplice indice, e cioè:

$$S = \frac{1}{12 \cdot n} \sum_{t=1}^{12} \sum_{s=1}^n p_{s,t} \in [0,1] \quad (5)$$

dove $p_{s,t}$ è la probabilità di transizione corrispondente alla classe di SPI osservata al mese $t = \tau + M$ e all'anno s , calcolato per ogni mese del periodo 1979–2008 tramite le equazioni (1), (2), (3) e (4).

La tabella 1 riporta i valori dell'indice di prestazione per i diversi modelli e orizzonti temporali M .

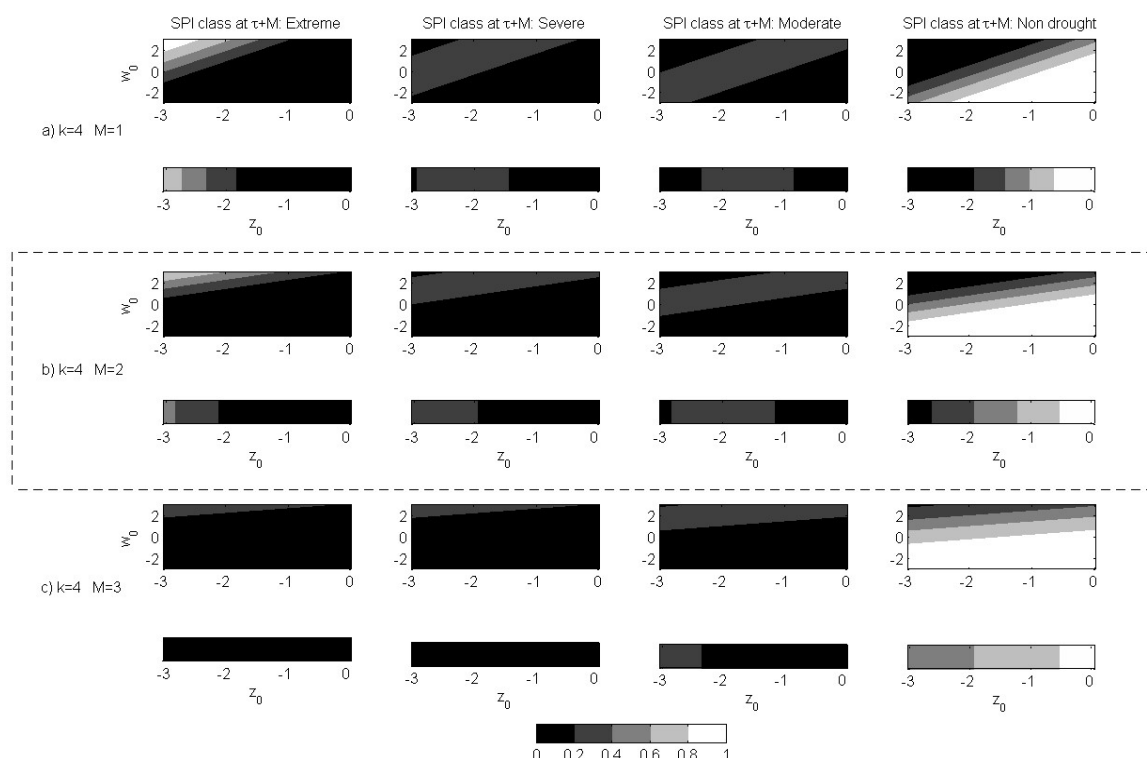


Figura 2. Probabilità di transizione a classi future di SPI-4 per diversi orizzonti temporali M .

I modelli 3 e 4 forniscono le migliori prestazioni, confermando che la previsione delle probabilità da valori correnti a classi future è più accurata di quella da classe a classe. Inoltre, l'introduzione del NAO nella struttura del modello (cfr. Modello 4) può contribuire a migliorare le capacità predittive.

	Modello 1 (Eq. 1)	Modello 2 (Eq. 2)	Modello 3 (Eq. 3)	Modello 4 (Eq. 4)
$M=1$	0.758	0.757	0.768	0.770
$M=2$	0.727	0.727	0.733	0.738
$M=3$	0.717	0.717	0.720	0.723

Tabella 1. Confronto tra le prestazioni dei modelli.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bonaccorso, B., Cancelliere, A. & Rossi, G. Probabilistic forecasting of drought class transitions in Sicily (Italy) using Standardized Precipitation Index and North Atlantic Oscillation Index. *J. Hydrol.*, 2015, 526, 136–150.
- Chen, S.T., Yang, T.C., Kuo, C.M., Kuo, C.H. & Yu, P.S. Probabilistic drought forecasting in Southern Taiwan using El Niño–Southern Oscillation index. *Terr. Atmos. Ocean. Sci.*, 2013, 24, 911–924.
- Cutore, P., Di Mauro, G. & Cancelliere, A.. Forecasting palmer index using neural networks and climatic indexes. *J. Hydrol. Eng.*, 2009, 14 (6), 588–595.
- Jamshidi, H., Arian, A. & Rezaeian-Zadeh, M. Drought forecasting by multi layer perceptron network in different climatology regions. In: *Proc. ICID 21st International Congress on Irrigation and Drainage*, Tehran, Iran, 15–23 October, 2011.
- Kavaliatou, S., Karpouzou, D.K. & Babajimopoulos, C. Drought analysis and short-term forecast in the Aison River Basin (Greece). *Nat. Hazard. Earth Syst. Sci.*, 2012, 12 (5), 1561–1572.
- Lohani, V.K., Loganathan, G.V. & Mostaghimi, S. Long-term analysis and short term forecasting of dry spells by Palmer Drought Severity Index. *Nord. Hydrol.*, 1998, 29 (1), 21–40.
- McKee, T.B., Doesken, N.J. & Kleist, J.. The relationship of drought frequency and duration to time scales. In: *Proc. 8th Conference on Applied Climatology*, Anaheim, California, pp. 179–184, 1993.
- Moreira, E.E., Coelho, C.A., Paulo, A.A., Pereira, L.S. & Mexia, J.T. SPI-based drought category prediction using loglinear models. *J. Hydrol.*, 2008, 354 (1–4), 116–130.
- Palmer, W.C. *Meteorological Drought*, Research Paper, 45, U.S. Weather Bureau, 1965.
- Paulo, A., Pereira, L. Prediction of SPI drought class transitions using Markov chains. *Water Res. Manage.*, 2007, 21, 1813–1827.

EFFETTI DEL CAMBIAMENTO CLIMATICO SUL REGIME IDROLOGICO IN SARDEGNA.

Alessio Sarigu¹, Nicola Montaldo¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale ed Architettura, Università di Cagliari

ASPETTI CHIAVE

- Negli ultimi decenni in Sardegna si è avuta una forte diminuzione del deflusso superficiale ancora più marcato di quella delle piogge.
- I trend storici delle piogge ed ancor più dei deflussi presentano una riduzione molto più marcata per i bacini e le stazioni del versante ovest dell'isola.
- Esiste una elevata correlazione tra le piogge e il NAO durante la stagione invernale, che è però anche influenzata dalla longitudine delle stazioni.

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni il cambiamento climatico e le attività umane hanno determinato un sempre maggiore processo di desertificazione nelle regioni Mediterranee, con drammatiche conseguenze per l'agricoltura e la disponibilità idrica (Brunetti et al., 2002; Ventura et al., 2002; Ceballos et al., 2004). Le regioni Mediterranee per l'elevata variabilità spaziale e temporale delle variabili idrologiche rappresentano un perfetto laboratorio per l'analisi dei cambiamenti climatici globali (Doblas-Miranda et al., 2015). Nelle regioni del bacino mediterraneo si è osservata una sistematica riduzione dei deflussi (Lopez-Moreno et al., 2011), che è risultata essere legata alla riduzione delle piogge e soprattutto di quelle invernali (García-Ruiz et al., 2011). Inoltre la riduzione delle piogge invernali si è visto essere legata alle fluttuazioni dell'indice NAO (North Atlantic Oscillation), che rappresenta la differenza di pressione a livello del mare tra il centro di bassa pressione nell'Islanda ed il centro di alta pressione localizzato in corrispondenza delle Azzorre (Hurrell, 1995; Trigo et al. 2002; Lopez-Moreno et al. 2011).

La Sardegna ha sofferto gli ultimi decenni di una drastica riduzione della disponibilità idrica, testimoniato dalla scarsità di acqua anche per gli usi civili domestici negli anni 2000 nel capoluogo della Regione, Cagliari. Il sistema idrico della Regione Sardegna è costituito da un sistema di circa 50 dighe che raccolgono le acque superficiali e che pertanto risentono fortemente della riduzione della risorsa idrica superficiale. Si sono pertanto analizzati i dati dei deflussi e delle precipitazioni delle stazioni sarde disponibili dal 1922, verificando l'esistenza di trend statistici ed eventuali correlazioni con il NAO.

2 DATI E METODOLOGIA.

2.1 Caso di Studio.

Lo studio è stato condotto relativamente a tutte le stazioni pluviometriche della Sardegna e per i suoi principali bacini. La Sardegna ha un'estensione di 23821 km². Il regime climatico è tipicamente marittimo, con precipitazioni comprese principalmente tra Ottobre e Marzo, ed una variabilità notevole delle precipitazioni annuali mediate spazialmente per tutta la Sardegna, che storicamente sono variate dai 433.3 mm/anno ai 1205.6 mm/anno. La temperatura minima annuale mediata spazialmente è variata dai 4.58 °C ai 14.42°C mentre quella massima dai 12.42 °C ai 24.75°C.

Sono disponibili i dati di 414 stazioni pluviometriche dal 1918 al 2011, e i dati di 46 sezioni idrometriche dal 1922 al 2011. Per quanto riguarda le temperature sono stati raccolti i dati medi giornalieri di 447 stazioni dislocate su tutta la Sardegna, dal 1918 al 2011, ma si sono utilizzati nelle elaborazioni solo i dati delle stazioni aventi almeno 50 di anni completi. Come dati di NAO è stata utilizzata la serie temporale mensile valutata da Jones et al. (1997) dal 1864 al 2010.

2.2 Metodologia.

L'analisi adottata per valutare eventuali trend nelle serie temporali pluviometriche, idrometriche e termometriche è stata condotta utilizzando il test non parametrico di Mann-Kendall (Kendall, 1938; Sneyers,

1990; Hensel & Hirsch, 2002) con livelli di confidenza al 90-95 e 99% ed utilizzando il metodo di Theil-Sen (Theil, 1950; Sen, 1968). Parallelamente allo studio della variazione delle serie idrologiche storiche, sono stati analizzati i regimi idrologici su tre diversi periodi 1922-1974 / 1975-2010 / 1922-2010 per ciascun bacino. L'effetto del NAO sulle serie storiche idrologiche, è stato valutato mediante la determinazione della correlazione tra la serie temporale del NAO e tutte le serie temporali idrologiche per il periodo 1922-2010 utilizzando il coefficiente di Pearson. Al fine di comprendere al meglio quali sono i fattori che influenzano i regimi idrologici, si sono analizzate le loro variazioni al variare della longitudine, latitudine, altitudine e della distanza dal mare.

3 RISULTATI.

In Sardegna è stata osservata una drastica riduzione dei volumi idrici nei principali invasi. Nei più importanti invasi si è osservata una forte riduzione dei deflussi nel periodo 1975-2010 rispetto al periodo antecedente, con riduzione che si attesta intorno al 20%-70% nella stagione autunnale-invernale per il Flumendosa che approvvigiona il sud della Sardegna compreso il capoluogo Cagliari, intorno al 50% per il Coghinas (Nord Sardegna) e per il Tirso (Ovest delle Sardegna) nelle medesime stagioni. La riduzione dei deflussi è stata più marcata rispetto a quella delle precipitazioni, nonostante la forte correlazione tra le dinamiche della pioggia e del deflusso (Kolher & Linsley, 1949; Diskin, 1970), come desumibile dai trend su scala annuale (Figura 1)

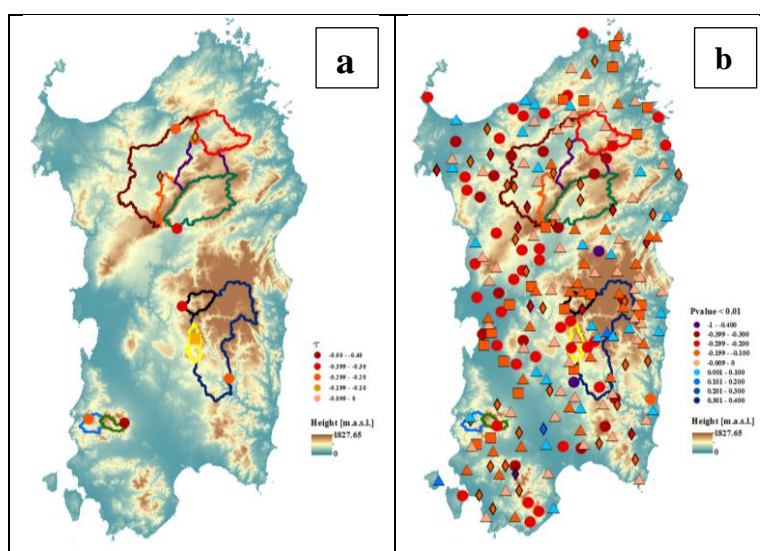


Figura 1. a) Mann-Kendall Trend Deflussi, b) Mann-Kendall Trend Piogge ("o" per P value <0.01; "◊" per 0.01 < P value <0.05; "□" per 0.05 < P value <0.1; triangolo P value >0.1).

Per comprendere le ragioni della maggiore riduzione dei deflussi annuali rispetto a quella delle precipitazioni annuali si sono analizzati i trend dei regimi pluviometrici. La stagione invernale (da Dicembre a Gennaio) risulta essere quella che maggiormente ha subito una drastica riduzione delle precipitazioni, al contrario di quella primaverile e di quella estiva, che però hanno un ridotto impatto sui deflussi annuali. I deflussi sono infatti concentrati maggiormente nel periodo autunno invernale, che sono anche i periodi in cui maggiore è stata la riduzione delle precipitazioni.

Sorprendentemente si è anche rilevato che la riduzione della precipitazione invernale è minore per le stazioni sulla costa orientale rispetto a quelle sulla costa occidentale. Addirittura si è verificato un effetto della longitudine delle stazioni sul trend della precipitazione invernale (Figura 2), mentre minore è l'effetto della latitudine (Figura 2).

Viso l'effetto della longitudine sulla riduzione della precipitazione invernale e poiché il NAO invernale regola su grandi scale climatiche l'arrivo nel bacino del Mediterraneo di meteore provenienti dall'Atlantico verso Est, si è verificata la correlazione delle precipitazioni invernali e dell'indice NAO invernale (Figura 3). Tale correlazione è risultata essere maggiore per le stazioni sulla costa occidentale evidenziando un

significativo effetto della longitudine delle stazioni (Figura 3). I risultati mostrano quindi come la piovosità della Sardegna sia fortemente influenzata dall'indice NAO, i cui effetti sono maggiori lungo la costa occidentale in quanto il NAO regola maggiormente le meteore provenienti da Ovest. L'effetto del NAO diminuisce procedendo verso est in quanto le meteore attraversano l'isola e subiscono l'influenza dell'orografia dell'isola, determinando una diminuzione dell'impatto delle dinamiche atmosferiche a larga scala.

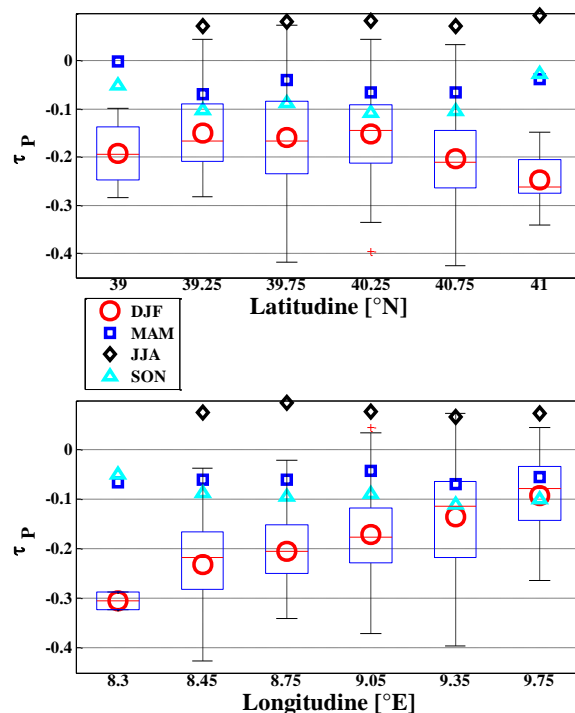


Figura 2. Trend semestrali Precipitazioni al variare della latitudine e della longitudine (Box Plot) per la stagione invernale.

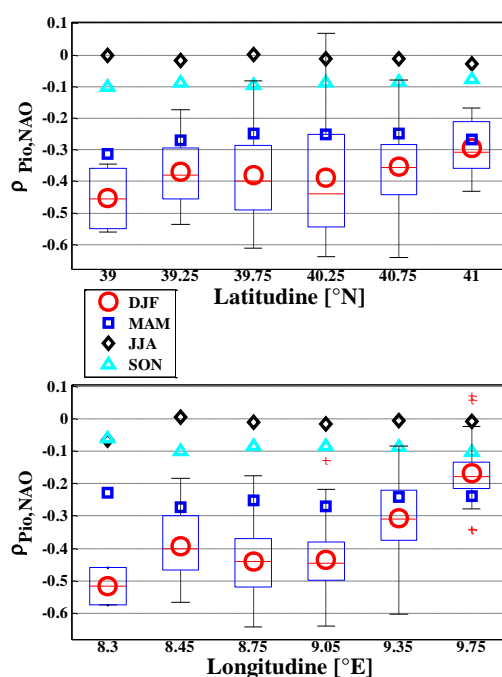


Figura 3. Correlazioni semestrali NAO- Precipitazioni al variare della latitudine e della longitudine.

4 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.

- Brunetti, M., Maugeri, M., Nanni, T. & Navarra, A. : Droughts and extreme events in regional daily Italian precipitation series, *Int.J.Climatol.*, 22, 543-558, 2002.
- Cayan, D.R., Maurer E.P., Dettinger M.D. & Hayhoe M.T.K. : Climate change scenarios for the California region, *Climate Change*, 87, 21-42, 2008.
- Ceballos, A., Martinez-Fernandez, J. & Luengo-Ugidos, M.A.: Analysis of rainfall trends and dry periods on a pluviometric gradient representative of Mediterranean climate in the Duero Basin, Spain, *Journal of Arid Environments*, 58, 215-233, 2004.
- Diskin M.H. : Definition and Uses of the Linear Regression Model, 6, 6, 1668-1673, 1970.
- Doblas-Miranda, E., Martinez-Vitalta, J., Lloret, F., Álvarez, A., Ávila, A., Bonet, F.J., Brotons, L., Castro, J., Curiel-Yuste, J., Diaz, M., Ferrandis, P., Garcia-Hurtado, E., Iriondo, J.M., Keenan, T.F., Latron, J., Llusà, J., Loepfe, L., Mayol, M., Morè, G., Moya, D., Peñules, J., Pons, X., Poyatos, R., Sardans, J., Sus, O., Vallejo, V.R., Valreda, J. & Retana, J.: Reassessing global change research priorities in Mediterranean terrestrial ecosystem: how far have we come and where do we go from here?, *A Journal of Macroecology*, 24, 25-43, 2015.
- Garcia-Ruiz J.M., Lopez-Moreno J.I., Vicente-Serrano S.M., Lasanta-Martinez T. & Begueria S. : Mediterranean water resources in a global change scenario, *Earth-Science Reviews*, 105, 121-139, 2011.
- Giorgi, F. & Lionello, P.: Climate change projections for the Mediterranean region, *Global and Planetary Change.*, 63, 90-104, 2008.
- Hensel, D.R. & Hirsch, R.H.: Statistical Method in Water Resources, USGS science for a changing world, Chapter A3, 2002.
- Hurrell, J.W.: Decadal trends in the North Atlantic Oscillation: Regional Temperatures and Precipitation, *Science*, 269, 676-679, 1995.
- Kendall, M.G.: A new measure of rank correlation, *Biometric trust*, 30, 81-93, 1938.
- Kolher M.A. & Linsley R.K. : Recent developments in water supply forecasting from precipitation, 30, 427-436, 1949.
- Lopez-Moreno, J.I., Vicente-Serrano, S.M., Moran-Tejeda E., Zabalza, J., Lorenzo-Lacruz, J., and Garcia-Ruiz, J.M., Impact of climate evolution and use changes on water yield in the Ebro basin, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 15, 311-322, 2011.
- Lopez-Moreno, J.I., Vicente-Serrano, S.M., Moran-Tejeda E., Lorenzo-Lacruz, J., Kenawy, A., and Beniston, M.: Effects of the North Atlantic Oscillation (NAO) on combined temperature and precipitation winter modes in the Mediterranean mountains: Observed relationships and projections for the 21st century, *Global and Planetary change*, 77, 62-76, 2011.
- Sen, P. K., Estimates of the regression coefficient based on Kendall's tau, *Journal of the American Statistical Association*, 63, 1379-1389, 1968.
- Sneyers, S.: On the statistical analysis of series of observations, Technical Note – World Meteorological Organization, 1990.
- Theil, H.: A rank-invariant method of linear and polynomial regression analysis, *Nederl Akad Wetensch Proc* 53, 386-392, 512-525, 1937-1412, 1950.
- Trigo, R.M., Osborn, T.J. and Corte-Real, J.M.: The North Atlantic Oscillation influence on Europe: climate impacts and associated physical mechanism, *Clim Res*, 20, 9-17, 2002.
- Ventura, F., Rossi-Pisa, P. & Ardizzoni, E.: Temperature and precipitation trends in Bologna (Italy) from 1952 to 1999, *Atmospheric Research*, 61, 203-214, 2002.
- Jones, P.D., Jonsson T. & Wheeler D.: Extension to the North Atlantic oscillation using early instrumental pressure observations from Gibraltar and south-west Iceland, *Int.J.Climatol.*, 17, 1433-1450, 1997.

LO SCHEMA IDRICO PUGLIA – BASILICATA: RICOSTRUZIONE DEL BILANCIO IDRICO ATTUALE E DI PREVISIONE DEI GRANDI INVASI DI MONTE COTUGNO E DEL PERTUSILLO

Vito Moramarco¹, Leonardo Mita¹, Nicola Gentile¹, Ivan Portoghese³, Vito Iacobellis², Mauro Fiorentino¹ & Salvatore Manfreda¹

(1) DICEM, Università degli Studi della Basilicata, Potenza, email: vito.7@icloud.com, leonardo.mita@unibas.it; (2)

DICATECh, Politecnico di Bari, Via Orabona 4, 70125 Bari. (3) Istituto di ricerca sulle acque CNR U.O.S. di Bari;

ASPETTI CHIAVE

- Lo studio esplora gli effetti dei cambiamenti climatici sulle disponibilità idriche dei grandi invasi lucani che sono a supporto dello schema Puglia – Basilicata.
- I deflussi sono stati ricostruiti ricorrendo al modello concettuale AD2.
- Le analisi considerano dati climatici associati a due scenari di emissione, l'RCP 4.5 e l'RCP 8.5, che producono effetti significativamente diversi sulle disponibilità idriche.

1 INQUADRAMENTO

Al fine di conoscere le possibili disponibilità idriche sulle quali lo schema idrico Jonico-Sinni potrà contare nei prossimi decenni, si è utilizzato un modello afflussi – deflussi di tipo concettuale a parametri concentrati fisicamente basati, denominato AD2 (Manfreda & Fiorentino, 2004), per la stima dei volumi intercettati dai due invasi di maggior rilievo presenti sul territorio della regione Basilicata: la diga del Pertusillo e di Monte Cotugno. Tali invasi, insieme alle traverse Agri, Sauro e Sarmento e alla condotta “Canna del Sinni”, costituiscono le opere più importanti dello schema idrico Jonico – Sinni, il più grande e complesso schema idrico interregionale della Basilicata il cui esercizio è regolato dall’Accordo di Programma sottoscritto nel 1999 tra le regioni Puglia e Basilicata. In tale contesto, gli scenari di cambiamento climatico sono uno degli elementi da considerare per valutare l’affidabilità a medio-lungo termine dello schema idrico in questione.

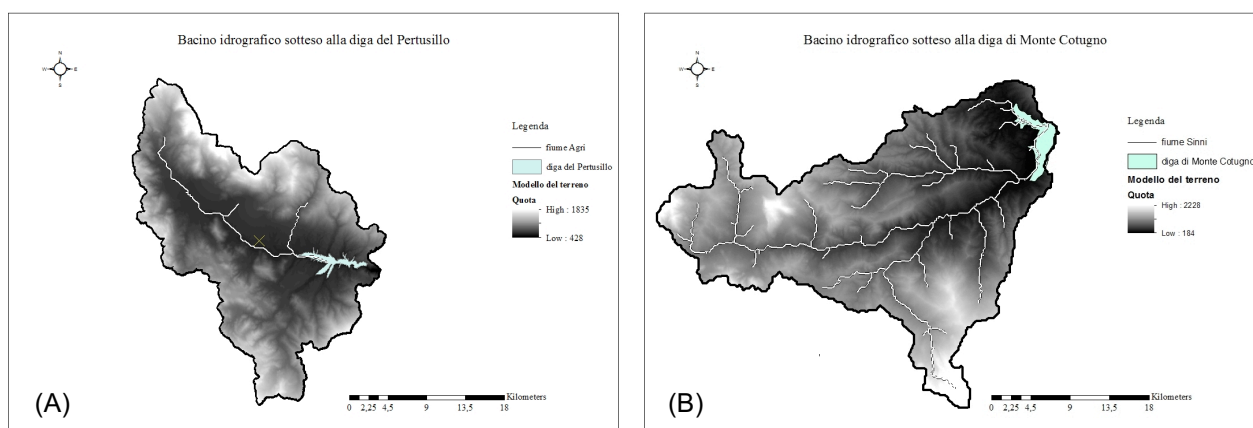


Figura 1. Bacino idrografico sotteso alla sezione di chiusura dello sbarramento della diga del Pertusillo (A) e di Monte Cotugno (B).

2 CALIBRAZIONE E APPLICAZIONE DEL MODELLO AD2

Preventivamente all’applicazione del modello scelto per la determinazione delle portate all’invaso, è stata necessaria l’acquisizione dei dati di input e la definizione di alcuni parametri per la schematizzazione dei

bacini idrografici oggetto di studio (si veda Figura 1).

In input sono stati forniti dati giornalieri di precipitazione e temperatura per il periodo 2006-2100, prodotti da un modello di circolazione atmosferica a scala regionale (RCM). Tali dati sono stati estratti, mediante un codice Matlab, dagli output di simulazione prodotti nel progetto CMIP5 dal modello CNRM-CM5 ALADIN52 relativi al quadrante dell'area del Mediterraneo (MED-44) per gli scenari di emissione RCP4.5 e RCP8.5. Questi ultimi, introdotti dal 5° Rapporto dell'IPCC, rappresentano due casi limite per valutare l'impatto delle misure di mitigazione adottate sul clima. In particolare, il primo scenario prevede che siano adottate progressive misure di mitigazione delle emissioni di gas serra fino al 2100, mentre nel secondo (RCP8.5) scenario non sono previste misure di mitigazione.

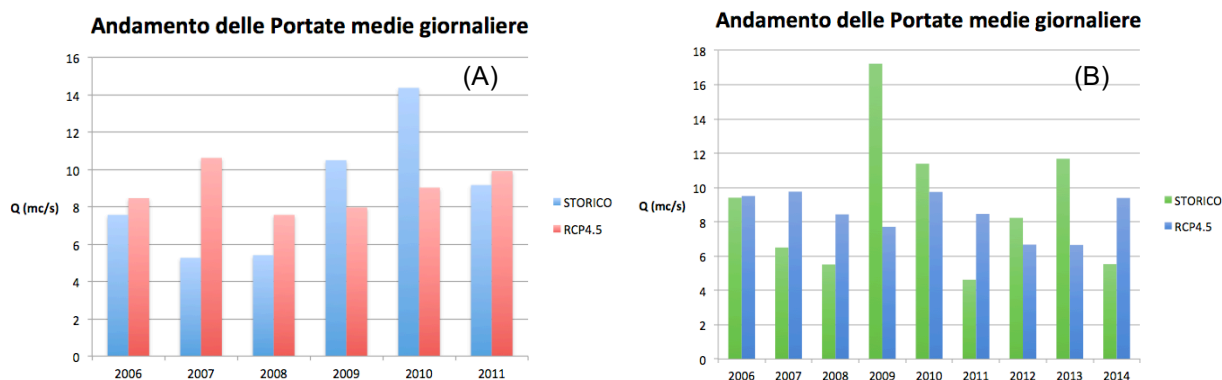


Figura 2. Calibrazione del modello AD2 sulla base delle serie di pioggia e temperatura contenute nello scenario RCP4.5 nel periodo 2006-2014 per i bacini sottesi dalla diga del Pertusillo (A) e della diga di Monte Cotugno (B).

La calibrazione dei parametri del modello è stata effettuata attraverso l'analisi delle caratteristiche fisiche del bacino idrografico: pedologia, copertura vegetale, litologia, etc. Nella applicazione idrologica, i dati climatici sono stati infine adattati alla scala di bacino confrontandoli con i dati storici misurati durante il periodo 2006-2011. Considerato il limite legato alla risoluzione spaziale delle previsioni climatiche, si è scelto di adottare un fattore di correzione delle precipitazioni ottenuto mediante confronto diretto con le serie degli afflussi misurati alle dighe minimizzando l'errore quadratico medio tra serie misurate e afflussi previsti dal modello AD2, assumendo in input le forzanti climatiche ottenute dal modello ALADIN52 nello scenario RCP4.5. Nella Figura 2 vengono riportati i risultati delle simulazioni effettuate aggregate alla scala annuale.

3 RISULTATI DELLA SIMULAZIONE

Le simulazioni idrologiche svolte con il modello AD2 sono state aggregate alla scala annuale per fornire una più semplice lettura dei risultati. I risultati sono sintetizzati in Figura 3 e Figura 4 che mostrano la serie simulata degli afflussi alla diga del Pertusillo (A) e di Monte Cotugno (B) nello scenario RCP 4.5 (Figura 3) e scenario RCP 8.5 (Figura 4). Il primo scenario evidenzia una sostanziale stabilizzazione delle portate medie annue, mentre lo scenario RCP 8.5 mostra una diminuzione delle portate medie annuali più marcata.

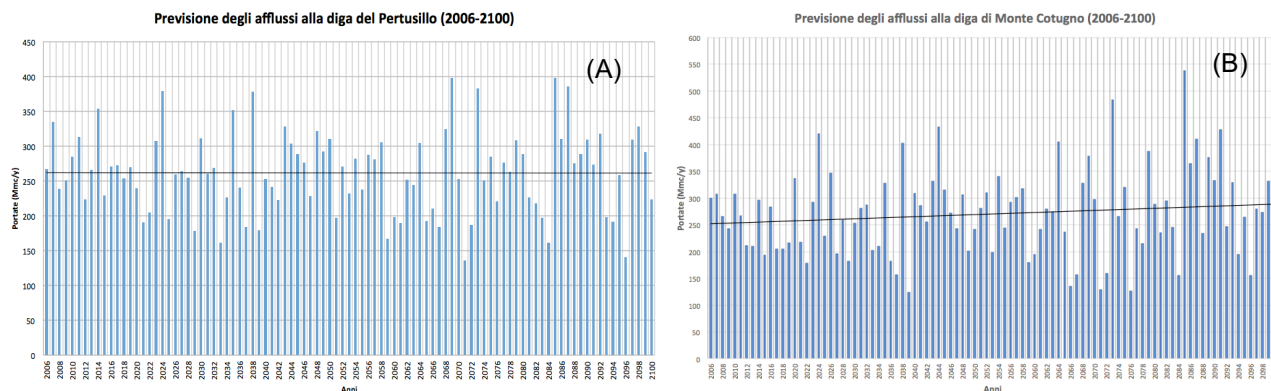


Figura 3. Afflussi medi annuali previsti mediante simulazione idrologica agli invasi del Pertusillo e di Monte Cotugno sulla base dello scenario RCP 4.5.

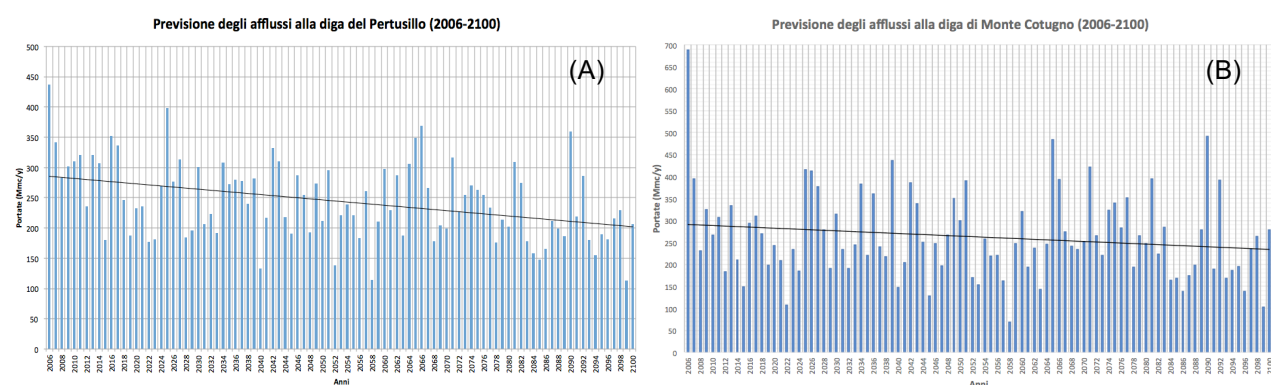


Figura 4. Afflussi medi annuali previsti mediante simulazione idrologica agli invasi del Pertusillo e di Monte Cotugno sulla base dello scenario RCP 8.5.

Confrontando i risultati ottenuti dalle simulazioni, riportati nelle Tabelle 1 (Pertusillo) e 2 (Monte Cotugno), si può notare l'effetto degli scenari considerati sul bilancio idrologico dei due bacini considerati. In particolare, i volumi affluenti previsti alla diga risultano per entrambi gli scenari in diminuzione, in modo, però, più significativo nello scenario RCP 8.5 rispetto allo scenario RCP 4.5. Le variazioni di volume medio affluente sono associate alla misura dei volumi affluenti negli ultimi 5 anni, assunto come valore di riferimento, confrontata con la media stimata su due periodi il 2006-2050 e il 2051-2100.

Le simulazioni svolte mostrano una riduzione delle disponibilità idriche che nel complesso potrebbe oscillare tra 21 Mm³ e 84 Mm³. Questi risultati sono affetti ovviamente da notevoli incertezze e vogliono essere una analisi esplorativa sugli effetti legati ai cambiamenti climatici sulle disponibilità idriche in sullo schema idrico Puglia-Basilicata.

	RCP 4.5	RCP 8.5	Storico	Variazioni volumetriche		Variazioni percentuali	
				RCP4.5	RCP8.5	RCP4.5	RCP8.5
Afflussi medi (2006/2111)			277 Mm ³				
Afflussi medi (2006/2050)	265 Mm ³	263 Mm ³		-12 Mm ³	-14 Mm ³	-4,33%	-5,05%
Afflussi medi (2051/2100)	258 Mm ³	227 Mm ³		-19 Mm ³	-50 Mm ³	-6,86%	-18,05%

Tabella 1. Sintesi del confronto con i dati storici dei risultati ottenuti dalla simulazione in termini di volumi affluenti alla diga del Pertusillo.

	RCP 4.5	RCP 8.5	Storico	Variazioni volumetriche		Variazioni percentuali	
				RCP4.5	RCP8.5	RCP4.5	RCP8.5
Afflussi medi (2006/2011)			284 Mm ³				
Afflussi medi (2006/2050)	262 Mm ³	277 Mm ³		-22 Mm ³	-7 Mm ³	-7,75%	-2,46%
Afflussi medi (2051/2100)	278Mm ³	250 Mm ³		-6 Mm ³	-34 Mm ³	-2,11%	-11,97%

Tabella 2. Sintesi del confronto con i dati storici dei risultati ottenuti dalla simulazione in termini di volumi affluiti alla diga di Monte Cotugno.

4 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Alla luce dei risultati ottenuti, si può concludere che, relativamente agli scenari climatici adottati per il presente studio, le entità delle riduzioni dei volumi di approvvigionamento previsti sono compatibili con una strategia generale di ottimizzazione dell'uso della risorsa nell'intero schema idrico Jonico – Sinni. Si deve tuttavia rilevare che l'incertezza sul futuro climatico e sui possibili effetti sui regimi idrologici impongono lo svolgimento di analisi più estese ed accurate, coniugando i migliori risultati relativi alle previsioni climatiche con opportuni strumenti di analisi idrologica, allo scopo di fornire scenari di disponibilità idrica utili ai fini tecnico-gestionali.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Castellari S., Venturini S., Ballarin Denti A., Bigano A., Bindi M., Bosello F., Carrera L., Chiriaco M.V., Danovaro R., Desiato F., Filpa A., Gatto M., Gaudio D., Giovanardi O., Giupponi C., Gualdi S., Guzzetti F., Lapi M., Luise A., Marino G., Mysiak J., Montanari A., Ricchiuti A., Rudari R., Sabbioni C., Sciortino M., Sinisi L., Valentini R., Viaroli P., Vurro M., Zavatarelli M., Rapporto sullo stato delle conoscenze scientifiche su impatti, vulnerabilità ed adattamento ai cambiamenti climatici in Italia, Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, Roma, 2014.
- Fiorentino M. and S. Manfreda, La Stima dei Volumi di Piena dell' Adige a Trento con riferimento al Rischio di Inondazione, 29° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, Editoriale Bios, Vol. 2, p. 115-122, 2004 (ISBN 88-7740-382-9).
- Lamaddalena, N. Giove, R.M. Vurro, M. Portoghese, I. Lovelli, S. Perniola, M. Todorovic, M. Zdruli, P. Nerilli, E. & Trisozio Liuzzi, G. Cambiamenti climatici e risorse idriche nella regione mediterranea, ISMEA – IAMB, 2009.
- Rosano, R. Manfreda, S. Fiorentino, M. & Sole, A. Sviluppo ed ingegnerizzazione di un modello per la simulazione idrologica a scala di bacino, 2008.
- Toni, F. Il segno dell'IPCC sul clima globale, Fondazione per lo sviluppo sostenibile, 2014.
- Vita M., Gerardi M., Lo Vecchio G., La gestione della risorsa idrica in Basilicata, Quarry & Construction 2009.

ANALISI DEI CONSUMI IDROPOTABILI SUL TERRITORIO ROMAGNOLO: LA CRISI DEL 2011-2012 E MODELLAZIONE DELL'INFLUENZA STAGIONALE DI FATTORI CLIMATICI E TURISTICI

Elena Toth¹

(1) Dip. di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, DICAM, Scuola di Ingegneria e Architettura, Univ. di Bologna

ASPETTI CHIAVE

- Raccolta ed elaborazione dati sulla domanda idropotabile a dettaglio comunale e mensile su un insieme di comuni del territorio romagnolo
- Analisi dei dati relativi al periodo di crisi regionale ai fini idropotabili ottobre 2011-settembre 2012
- Modellazione della domanda idropotabile in funzione di variabili climatiche e turistiche

1 OBIETTIVI DELLO STUDIO

Lo studio presenta un'analisi della domanda idropotabile a dettaglio comunale e mensile su un vasto insieme di comuni del territorio romagnolo; in particolare si vuole indagare l'influenza di caratteristiche esplicative legate alla variazione della popolazione (residente e turistica) e a fattori climatici (temperatura e precipitazione). Si ipotizza infatti un importante impatto del clima, e in particolare delle determinanti temperatura e precipitazione, su consumi sia interni sia esterni alle abitazioni (vd Moncur, 1987; Nuages & Thomas, 2000). Inoltre, la vocazione turistica di molte zone della Romagna può indurre notevoli incrementi di consumo idropotabile, non solo a causa dell'aumento di abitanti equivalenti (popolazione fluttuante), ma anche per un diverso uso dell'acqua da parte dei turisti rispetto ai residenti (vd Martinez-Espineira, 2002; Statzu & Strazzera, 2008). Si analizzano i dati relativi al periodo 2009-2014, e in particolare il periodo di scarsità idrica verificatosi nel 2011-12, e si propone infine un modello che esprima la domanda comunale in funzione delle variabili turistiche e climatiche identificate.

2 RACCOLTA E TRATTAMENTO DEI DATI DISPONIBILI

I dati sulle forniture idropotabili necessari per svolgere questo tipo di analisi sono spesso disponibili solo a scala annuale, soprattutto considerando il dettaglio comunale, e non risulta quindi possibile esprimere una dipendenza da fattori marcatamente stagionali come il clima e le fluttuazioni turistiche. Romagna Acqua Società delle Fonti, ha messo a disposizione per questo studio il proprio archivio di dati disaggregati a scala mensile, per tutti i punti di immissione in rete - e la relativa afferenza dei punti di fornitura ai singoli comuni (o a gruppi di comuni) - a partire dal 2009, anno in cui la Società ha iniziato ad avere in gestione, oltre all'invaso artificiale di Ridracoli, gran parte delle fonti locali sulle province romagnole. Nell'analisi non sono inclusi i comuni occidentali della Provincia di Ravenna, alimentati dal Consorzio AMI, l'area dell'Alta Valmarecchia, servita da fonti locali, e i comuni di Verghereto, Modigliana e Tredozio, acquisiti dalla Società solo a partire dal 2011. A valle della validazione dei dati sulle forniture, si sono esclusi dallo studio anche i comuni di Bagno di Romagna, Rocca San Casciano, Misano Adriatico, Portico S. Benedetto e Premilcuore, i cui valori richiedono ulteriori approfondimenti.

I dati ISTAT sul totale dei residenti vengono aggiornati ogni anno in base ai dati delle Anagrafi Comunali, ma in corrispondenza del censimento del 2011, si osserva - come in tutta Italia - una differenza negativa fra popolazione censita e popolazione anagrafica: in attesa dei dati definitivi delle operazioni di ricostruzione intercensuaria a scala comunale, per eliminare tale discontinuità si sono sostituiti i valori degli anni 2011 e 2012 con le interpolazioni degli anni precedenti.

I dati statistici sui flussi turistici sono quelli raccolti presso gli esercizi ricettivi, che registrano ogni giorno i propri clienti per poi trasferirne notizia, con appositi moduli, all'ISTAT tramite gli uffici statistica provinciali; si sono raccolti i valori delle "presenze", e cioè il numero di notti trascorse dai clienti negli esercizi ricettivi, per ogni comune a scala mensile. Gli esercizi che hanno l'obbligo di comunicare tali informazioni sono quelli alberghieri ed extralberghieri (campeggi, villaggi turistici, alloggi agrituristici,

ostelli per la gioventù, case per ferie, bed and breakfast), mentre gli alloggi privati in affitto inclusi nella rilevazione sono solo quelli gestiti in forma imprenditoriale (gestione non occasionale e organizzata di tre o più case e appartamenti per vacanza). Tali statistiche presentano quindi il limite di rappresentare solo una parte trascurabile dei pernottamenti trascorsi nelle abitazioni per vacanza (le cosiddette “seconde case”), dai proprietari o da altri ospiti, che invece rappresentano una frazione importante delle presenze fluttuanti. La presenza di turisti nelle seconde case non viene rilevata nelle indagini ufficiali e nessuna delle attuali statistiche su domanda e offerta di turismo in alloggi privati è disponibile con dettaglio comunale. Guizzardi (2005) propone un metodo indiretto per stimare le giornate di presenza in seconde case, a scala annuale ma disaggregate per comune, per tutta la regione Emilia-Romagna. Tale metodo si fonda su un indicatore di consumo di elettricità delle utenze private intestate ai non residenti. La nostra variabile è basata sulle stime contenute in tale studio (i cui risultati più recenti, relativi al 2001 sono stati resi disponibili tramite comunicazione personale), supponendo che la variazione interannuale rispetto al 2001 corrisponda a quella del flusso turistico totale nelle strutture commerciali. Assumiamo inoltre che la suddivisione delle presenze totali in seconde case nel corso dell’anno possa stimarsi considerandole proporzionali alle presenze mensili nelle esercizi, disponibili per quell’anno.

Per ogni comune si sono infine interpolati in corrispondenza della posizione del capoluogo, assumendo che la maggior parte dei consumi idrici si svolga nel centro urbano principale, i valori delle precipitazioni e delle temperature medie mensili, a partire dalle osservazioni registrate nei sensori del Servizio Idro-Meteo-Clima di ARPA Emilia Romagna (un totale di 33 stazioni pluviometriche, 20 stazioni termometriche), per i mesi da gennaio 2009 a dicembre 2014.

I comuni studiati, 51 in tutto, sono stati in alcuni casi raggruppati, quando le forniture idriche (per i comuni appartenenti alla stessa rete di distribuzione) e/o i dati sulle presenze turistiche (per comuni di ridotte dimensione) sono risultati disponibili solo in forma aggregata; si analizzano quindi un totale di 28 tra comuni e gruppi di comuni.

3 ANALISI DEI DATI

Le presenze dei turisti accolti in esercizi commerciali e quelli stimati per le seconde case vengono sommate e tali valori mensili (pari al numero totale di pernottamenti) vengono divisi per il numero di giorni del mese. Allo stesso modo, per tener conto della differenza del numero di giorni di ogni mese, i volumi mensili immessi in rete e le altezze di precipitazione vengono riportate a valori medi giornalieri. Per ogni comune (o gruppo di comuni) si valuta poi il coefficiente di correlazione tra le forniture idropotabili comunali mensili e le tre variabili esplicative: numero di turisti, temperatura e precipitazione.

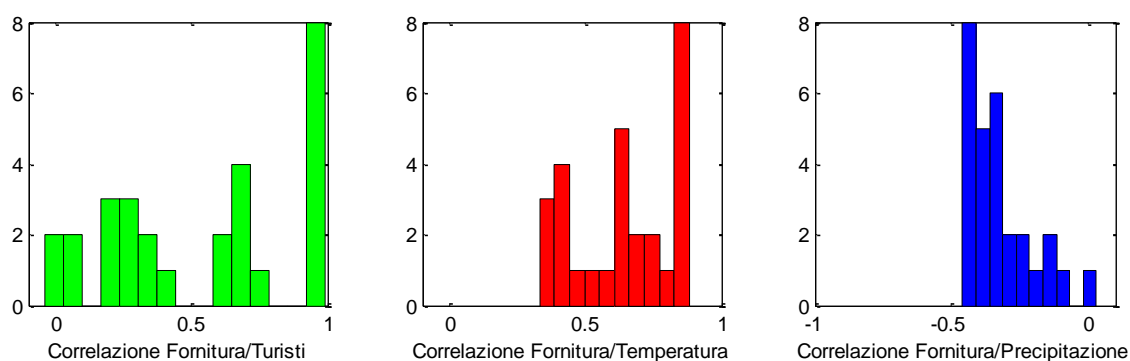


Figura 1: Istogrammi della distribuzione dei valori dei coefficienti di correlazione tra le forniture idriche e le variabili esplicative: presenze turistiche (verde), temperatura (rosso) e precipitazione (blu).

La figura 1 mostra gli istogrammi della distribuzione dei coefficienti di correlazione ottenuti. Come atteso, le correlazioni sono positive rispetto al numero dei turisti, ma per circa metà dei comuni la correlazione è modesta, inferiore a 0.5, arrivando ad annullarsi per le zone con scarsa specializzazione turistica; per gli 8 comuni costieri (Ravenna, Cervia, Cesenatico, il gruppo che include Gatteo Mare e S. Mauro Pascoli, Bellaria-Igea Marina, Rimini, Riccione e Cattolica), il coefficiente supera invece 0.9, dato

l'elevatissimo impatto delle presenze turistiche. Per gli stessi comuni costieri risulta superiore a 0.8 la correlazione con la temperatura, che rappresenta anche la stagionalità (ed è naturalmente strettamente correlata anche con le presenze turistiche, trattandosi di turismo balneare). La correlazione con le temperature, e quindi con la stagione, non si annulla neanche per i comuni con minor vocazione turistica, risultando minima per Lugo, come ci si attendeva essendo tale zona caratterizzata da importanti consumi industriali, indipendenti dalle temperature che invece influenzano i consumi domestici. La precipitazione presenta invece una correlazione negativa, seppur modesta, con le erogazioni idriche e tra i comuni per cui tale correlazione è maggiore ci sono, come previsto, ancora soprattutto i comuni costieri.

3.1 L' emergenza idropotabile del periodo 2011-12

La Regione di studio, come gran parte del Nord Italia, ha attraversato un periodo di siccità a partire da fine estate del 2011, protrattosi fino all'estate seguente. In particolare, le precipitazioni sulla Romagna, e in particolare sulla zona montana, sono state molto inferiori rispetto ai valori climatologici del periodo 1991/2010, con un deficit di precipitazione cumulata sul periodo ottobre 2011-marzo 2012 che ha raggiunto i 300-400 mm sulla zona appenninica orientale. A partire da metà settembre 2011, il Tavolo tecnico regionale per la crisi idrica ha attivato lo stato di attenzione e il 26 settembre è stata emessa un'allerta di protezione civile, a valle della quale si sono cominciate ad attuare misure di emergenza, come l'attivazione di potabilizzatori mobili ed altre fonti alternative, la graduale riduzione delle pressioni nelle reti acquedottistiche, l'attivazione di ulteriori interconnessioni delle reti idropotabili. La situazione si è aggravata fino a culminare, il 22 novembre 2011, della dichiarazione di stato di crisi regionale ai fini idropotabili, che includeva, oltre alle misure sopra citate, anche autorizzazioni a prelievi dalle fonti in deroga ai regolamenti regionali. Sia le indicazioni del tavolo tecnico, sia il decreto di crisi regionale, prevedevano inoltre che tutti i Comuni adottassero apposite ordinanze finalizzate a limitare i consumi ed evitare gli sprechi di acqua potabile. Lo stato di crisi regionale è stato poi prorogato il 31 maggio, fino al 30 settembre 2012. I Sindaci dei Comuni delle province di Forlì-Cesena, Ravenna e Rimini hanno emanato ordinanze mirate al contenimento dei consumi, prevalentemente prescrivendo di limitare i prelievi dall'acquedotto ai soli bisogni igienico – sanitari, vietando in modo esplicito l'uso di acqua potabile per lavare le auto, per pulire cortili e piazzali, per innaffiare orti e giardini, per riempire piscine e vasche da giardino e chiudendo l'erogazione delle fontane pubbliche ornamentali o prive di rubinetti di arresto.

Per valutare l'efficacia di tali misure, si sono confrontati i valori delle forniture dei mesi da ottobre 2011 a settembre 2012 con i valori medi sugli altri anni del periodo di osservazione. La figura 2 mostra, tramite le barre rosse, il numero di stazioni (su 28 in totale) in cui il volume immesso in rete durante il periodo di crisi idrica è risultato non minore ma superiore al valor medio per lo stesso mese per tutti gli anni di osservazione; le barre blu indicano il numero di stazioni in cui il valore tra ottobre 2011 e settembre 2012 è addirittura il più alto, per quel mese, sull'intero periodo.

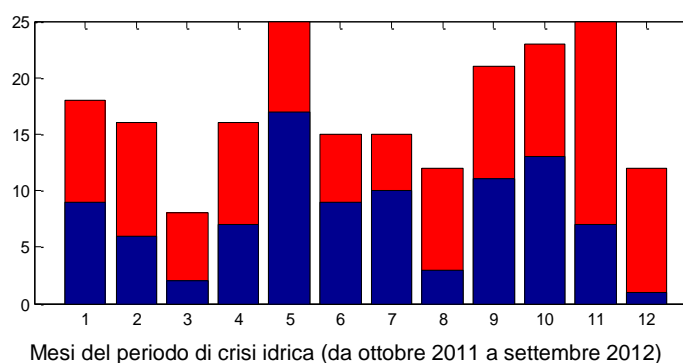


Figura 2: Numero di stazioni in cui il valore della fornitura nel periodo di crisi è risultata rispettivamente superiore alla media (colonna rossa) o il massimo (colonna blu) rispetto a tutti gli anni di osservazione.

I risultati mostrano come durante il periodo di scarsità idrica i volumi immessi in rete non siano inferiori alla media per lo stesso mese, anzi: per 9 mesi su 12 di crisi idrica, in oltre la metà dei comuni viene erogata una quantità d'acqua superiore alla media e in metà dei mesi si nota che per un terzo dei comuni il volume

erogato è il massimo registrato nell'intero periodo di osservazione. Si può quindi osservare come le ordinanze e le azioni di sensibilizzazione non abbiano, nel complesso, permesso una riduzione dei consumi, probabilmente perché le condizioni climatiche del periodo hanno condizionato negativamente le esigenze dei singoli consumatori. In particolare, si nota che per il quinto mese del periodo critico, che corrisponde a febbraio 2012, i volumi sono i massimi - per il mese di febbraio - registrati in tutto il periodo per ben 17 stazioni su 28. Tale andamento è giustificato da una particolare condizione climatica. A febbraio 2012 infatti si è verificato un eccezionale evento nevoso, soprattutto nelle zone di collina ed alta pianura del territorio romagnolo: tale evento ha causato la rottura di migliaia di contatori e impianti interni (questi ultimi soprattutto nelle case non abitate) così come di idranti stradali, a causa del gelo ma anche del danneggiamento da parte degli spalaneve; soprattutto in concomitanza con il rialzo delle temperature, si è quindi registrato un anomalo consumo idrico.

4 MODELLI NON LINEARI DELLA RELAZIONE TRA LE FORNITURE IDROPOTABILI E LE VARIABILI CLIMATICHE E TURISTICHE

Si sono infine cercate delle relazioni non lineari (una per ogni comune o gruppo di comuni) che esprimano la fornitura mensile in funzione delle variabili demografiche e climatiche (numero di residenti, numero di turisti, precipitazione, temperatura). Per tener conto delle peculiarità di ogni singolo mese, si fornisce inoltre in ingresso anche il valore medio della fornitura per quel mese e si valuta il miglioramento delle prestazioni che l'aggiunta delle altre informazioni permette rispetto all'assumere un consumo mensile costante negli anni. Si sono messi a punto dei modelli costituiti da reti neurali feed-forward, composti, oltre che dallo strato di ingresso che riceve in ingresso le variabili in ingresso standardizzate, da uno strato nascosto con funzione di attivazione tangenziale, formato da 3 nodi, e un nodo di uscita con funzione di attivazione lineare che esprime la fornitura mensile stimata. I valori medi degli errori relativi (MRE) delle simulazioni ottenibili dai modelli comunali sono mostrati nella figura 3, in cui vengono confrontati con il MRE che corrisponderebbe al porre il consumo mensile pari proprio al suo valor medio. La figura mostra come i modelli proposti permettano sempre una riduzione dell'errore rispetto all'assunzione che la fornitura si mantenga costante negli anni, dimostrando il valore aggiunto delle variabili esplicative di natura turistica e climatica.

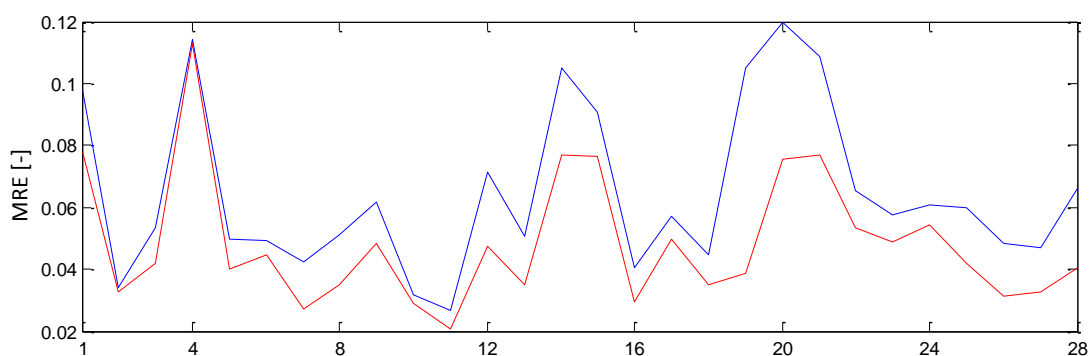


Figura 3: Errore relativo medio (MRE) della fornitura mensile a) simulata dai modelli a reti neurali (linea rossa) e b) pari al valor medio dello stesso mese (linea blu), per i 28 comuni/gruppi di comuni.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Guizzardi, A. Una metodologia per la misura a livello comunale dei flussi turistici nelle seconde case, *Statistica*, 2-3, 336-350.
- Martínez-Espínola, R. Residential water demand in the Northwest of Spain. *Environ. Resour. Econ.*, 2002, 21, 161-187.
- Moncur, J. Urban water pricing and drought management. *Water Resources Research*, 1987, 23(3), 393-398.
- Nauges, C. & Thomas, A. (2000). Dynamique de la consommation d'eau potable des ménages: une étude sur un panel de communes françaises. *Economie & Prévision*, 2000, 2/3, 143-144.
- Statzu, V. & Strazzera, E. Studio della Domanda di Servizi di Pubblica Utilità, Un'analisi Panel dei Consumi Residenziali di Acqua, Rapporto CRENoS, Quaderni CUEB, 2008, 3/2008, 40 pp.

MACRO TEMA IV

Gestione e tutela dei corpi idrici e degli ecosistemi

TEMPORAL DYNAMICS OF THE RECOVERY OF RIPARIAN BIOMASS

Riccardo Vesipa¹, Carlo Camporeale¹ & Luca Ridolfi¹

(1) Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture, Politecnico di Torino, Torino.

KEY POINTS

- River flow fluctuations strongly impact the riparian vegetation recovery times
- The analytical expression of the plot-dependent mean recovery time is obtained
- The impact of some man-induced hydrological alterations is discussed

1 INTRODUCTION

The riparian vegetation is the plant community that develops near rivers and it is a key component of the riparian ecotone. It is highly influenced by variations of the groundwater table and by the occurrence of flooding. A feature of riparian vegetation dynamics is that its biomass fluctuates both in time and space, as a result of river stage oscillations. It follows that the age composition of the population is low. In this context of high biomass reshaping, the vegetation recovery time is an important element for maintaining a healthy and vegetated river. The recovery time is defined as the time that vegetation spends to recover from a low value of biomass to a higher value. Several field studies about the recovery of riparian vegetation after wildfires (Smith *et.al.*, 2009) or clear cutting (Kurokuchi *et.al.*, 2010) have shown that understanding how the recovery of biomass is related to the hydrological and biological characteristics is a key point. The recovery of vegetation after a strong reduction can in fact open the way to transitions from indigenous vegetation to exotic species.

Over the last years, several theoretical and field studies have considered riparian vegetation dynamics. It was demonstrated that changes in the probabilistic structure of river water stages may induce catastrophic shifts of the vegetation (Tealdi *et.al.*, 2011). Nevertheless, the alteration of the recovery dynamics of riparian vegetation induced by hydrological alterations has attracted only little attention. The aim of this note is to show some recent advances in this direction. To study the vegetation recover, we will adopt the minimalistic approach, which has been successfully used over the last years to understand a number of eco-morphological processes (Camporeale *et.al.*, 2013). The purpose of this approach is to obtain realistic and, at the same time, simple stochastic models that can describe the essential physical and the biological processes, while preserving the analytical solvability. In this way, noise can be explicitly embedded in the mathematical framework and the role of flow randomness can be fully understood.

2 PHYSICAL FRAMEWORK

A typical riparian transect is sketched in figure 1a. Riparian vegetation lives on the bank and its evolution mostly depends on the river stage, h^* , and on the depth of the phreatic surface, δ^* (the star denotes a dimensional quantity). For any stage h^* , both inundated and exposed zones occur in the transect. In the submerged zone (zone I), plot biomass reduces with a decay rate dependent on the local water depth. When the plot is exposed (zones II-IV), the (phreatophyte) vegetation biomass dynamics depend on the depth of the groundwater table, δ^* . If δ^* falls in the species-specific range $[\delta_1^*, \delta_2^*]$ plants can uptake water and grow (zone III). Differently, the root anoxia or the weak capillary fringe hamper the vegetation growth (zones II and IV). Rivers exhibit random fluctuations of the water level (panel 1b), and any plot experiences flooding and exposure periods of random duration and intensity. The water depth (inundations) and the phreatic surface depth (exposure) are random variables. They depend: (i) on the probabilistic structure of the river water stage – which is described by the correlation time, τ^* , and by the probability density function (pdf), $p(h^*)$ (panel c) – and (ii) on the topographic elevation of the plot, η^* . This random sequence of inundation/exposure periods impacts strongly vegetation dynamics. In fact, it gives rise to a biomass time series, where growth and decay phases randomly alternate (see panel d). As a result, the vegetation biomass, v^* , exhibits a stochastic dynamics which can be conveniently described by a plot-specific pdf (panel e). River flow fluctuations can induce relevant biomass variations. In this framework, a key parameter for

understanding the recovery dynamics is the time, T^* , required to vegetation to recover from low biomass values. In order to understand the meaning of T^* , let us consider figure 1. Three floods, F_1 , F_2 , and F_3 (panel b) reduce the biomass below v_0^* (panel d), that is assumed as a low biomass threshold. Consider now the recovery dynamics of vegetation. A threshold v_l^* identifies the good health state of vegetation. After F_1 , several floods hamper v^* to reach v_l^* , and the recovery times $T_{A,1}^*$ is long. After F_2 , no flood halts the growth of v^* , that reaches v_l^* very quickly ($T_{A,2}^*$ is short). This example show that the recovery time of vegetation strongly depends on the duration, frequency and magnitude of the inundations. Hence, T^* is a plot-specific stochastic variable as well, and in the following, we will focus on its mean value, T_{mean}^* .

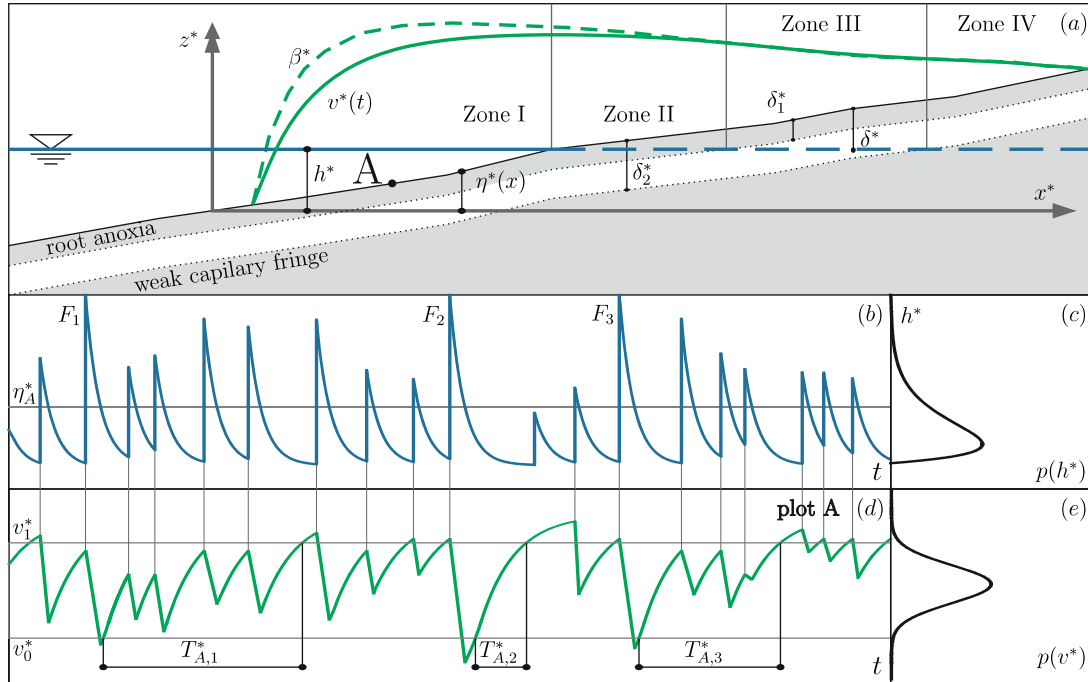


Figure 1 (a) Sketch of a riparian plot. The blue thick line is the position of the water stage and phreatic surface. The gray areas is the soil regions where the phreatic surface is unsuitable for the vegetation growth in the corresponding surface plots. The white layer between gray regions is the soil region appropriate for vegetation growth. The green dashed line is the spatial distribution of the local carrying capacity, β^* , while the green continuous line gives the biomass, $v^*(t)$, at generic time t . Panels (b, c) show the (qualitative) time series and pdf of the water stage. Panels (d, e) report the time series and pdf of the vegetation biomass, respectively. Notice that η_A^* is not a model parameter and is introduced in this figure only for illustration purposes. The key role of the plot elevation is instead embedded in the model via the dimensionless variable x .

3 STOCHASTIC MODELING AND EVALUATION OF THE MEAN RECOVERY TIMES

The key points of the stochastic model by Camporeale & Ridolfi (2006) are here only briefly recalled (readers can refer to the original work for further details and for the dimensional scaling). The vegetation stochastic dynamics at a generic plot of coordinate x (see figure 1a) are (dimensionless) modeled as

$$\frac{dv}{dt} = \begin{cases} v(\beta - v) & h < \eta \\ -\alpha_1 v & h \geq \eta \end{cases} \quad (1a)$$

$$\quad \quad \quad (1b)$$

(1a) describes the vegetation growth when the plot is exposed, and β is the local carrying capacity. (1b) models the decay of vegetation when the plot is flooded and α_1 depends on the vegetation sensitivity to floods, k . The higher k , the more severe the damage during a flood. Model (1) is stochastic, as the switching between equations are forced by the random variable, h . According to Camporeale & Ridolfi (2006), it can be expressed by the single stochastic differential equation $dv/dt = f(v) + \zeta(t)g(v)$, where $\zeta(t)$ is a dichotomous Markov process.

The mean recovery time of vegetation biomass, T_{mean} , is obtained by the mathematical approach developed by Sancho (1985), that studied the mean first passage time in dynamical systems driven by dichotomous

noise and bounded by a lower (upper) reflecting (adsorbing) boundary. By applying Sancho's theory to the case of riparian vegetation, the average time $T_{mean}(v_0, v_I)$ required to the vegetation to evolve from an initial state v_0 to a final threshold v_I reads

$$T_{mean}(v_0, v_I) = (k_I + k_E) \int_{v_0}^{v_I} \frac{\Theta(v)}{\Psi(v)\Phi(v)} dv, \quad (2)$$

where

$$\Phi(v) = [f(v_0) + \Delta_I g(v_0)][f(v) + \Delta_E g(v)], \quad \Psi(v) = \frac{\exp[\int (k_I + k_E) f(v') / \Phi(v') dv']}{[f(v_0) + \Delta_I g(v_0)]}, \quad \Theta(v) = \int_{v_0}^v \Psi(v') dv'.$$

$\Theta(v)$, $\Psi(v)$ and $\Phi(v)$ can be analytically derived if the river stage time series is modeled as a random sequence of exponentially distributed jumps and exponential decays. In this case, $p(h)$ is a Gamma distribution with coefficient of variation C_h . The previous relations can be used for any set of threshold values (v_0, v_I) . In order to investigate typical behaviors, we set v_0 as the 5th percentile of the biomass pdf. This value is characteristic of flood-damaged vegetation. It is rare for the plot and it occurs as a result of unfavorable hydrological events. We consider μ , the mean value of $p(v)$, as the threshold of plot-specific healthy vegetation and we set $v_I = \mu$. In order to evaluate the role of stage disturbance against a benchmark case, we evaluate the time of vegetation recovering in undisturbed conditions (i.e., under the hypothesis of no floods). It reads $T_u(v_0, v_I) = \int_{v_0}^{v_I} [v(1 - \beta)]^{-1} dv$. Finally, the metric $r(v_0, v_I) = [T_{mean}(v_0, v_I) / T_u(v_0, v_I)] - 1$ quantifies the delay caused by decay periods in recovering the biomass from v_0 to v_I , with respect to the case when no disturbances occur.

4 RIPARIAN VEGETATION RECOVERY TIME AND IMPACT OF HYDROLOGICAL ALTERATIONS

In order to evaluate the magnitude of recovery times in real cases, a typical riparian species is considered. *Robinia pseudoacacia* is a fast growing species that reaches the maximum size in less than 30 years. In absence of floods, its recovery time, T_u^* , is less than two years (figure 2a). When stochastic flooding is considered, the recovery time increases significantly: at low plots, it is very high ($T_u^* = 70$ years at $x = 0.2$) while at the site of the optimal undisturbed growth (where T_u^* is minimum) it is about 10 years (one order of magnitude larger than the undisturbed recovery time). Finally, at higher plots, the mean and undisturbed recovery times approach each other.

Let us consider now the impact of hydrological alterations on the recovery dynamics of riparian vegetation. The most investigated alteration is a reduction of the mean flow rate, but also the change in the probabilistic structure of the river flow time series can induce detrimental effects on the vegetation that are subtle and counter-intuitive. In the following, the focus is on the changes of the coefficient of variation of the river stage, C_h , and of the correlation time, τ . Figure 2b reports the combined effect of changes of C_h and τ on r . It grows when C_h increases and reduces if τ increases. It is worth noticing that, up to $C_h = 0.6$, the increment of r can be balanced by an increment of τ . For example, let us consider a river stage regime characterized by $\{\tau, C_h\} = \{0.01, 0.4\}$ (point A in the figure). If the coefficient of variation of the stage is moved to $C_h = 0.6$ (point B), r doubles from 6 to 12. This impact could be balanced by increasing τ . In fact, at point C ($\{\tau, C_h\} = \{0.04, 0.6\}$) the value $r = 6$ is restored. Differently, if C_h rises to $C_h = 0.67$ (point D, where $r = 18$), no increments of τ can reduce r back to 6. It follows that the flow alterations that induce high values of C_h make a quick recover impossible and not remediable by changes in τ . Therefore, there is a threshold of C_h beyond which the efficiency of an increment of τ in reducing r drops. The chart reported in figure 2b can be adopted for assessing the impact of some typical hydraulic alterations. For a regime altered by hydro-peaking, the set of parameters $\{\tau, C_h\}$ lies in the upper left corner of the plot, where r is high and vegetation recover is very long. Previous studies demonstrated also that the higher C_h , the lower the mean plot biomass. C_h has therefore a twofold detrimental effect. It follows that very long time is required to grow little biomass in banks of hydro-peaking affected rivers. As a result, we expect that these banks are generally weakly vegetated. In case of a mild regime due to regulation works or dams, the set $\{\tau, C_h\}$ falls in the lower right corner of the plot, where r is very low, i.e., the recovery of vegetation is fast. In regulated rivers where the detrimental effect of floods is removed, vegetation extends its coverage; increases its biomass; and colonizes

sites very close to the stream. This kind of channel narrowing can be potentially dangerous for the downstream infrastructures and human activities. E.g., consider a regulation system that is not able to laminate very large floods. If this large inundation occurs, vegetation is submerged. As a result, the water stage grows significantly, with respect to the non-vegetated case (in fact, vegetation increases bed roughness), and can induce the over-topping of banks. Moreover, the vegetal biomass can be eradicated and transported downstream. This woody debris can be hazardous for the stability of river infrastructure.

In order to explore the biological implications related to changes of the coefficient of variation of the river stage, panel 2c shows the combined effect of the coefficient of variation of the river stage C_h and of the sensitivity of vegetation on floods, k on r . The key feature is that an increment of C_h , induces delays of the vegetation recovery, and can favor the colonization of the banks by more flood-tolerant species. For instance, consider a flood-sensitive species ($k=8$) that grows along a river with $C_h=0.4$ (point F). If C_h rises to 0.5, the recovery time grows (i.e., r moves from 6 to >10 , see point G). In this case, a more flood-resistant vegetation (e.g., $k=2$, point H) could take advantage from its fast recovery time ($r \sim 6$) and could supersede the original species.

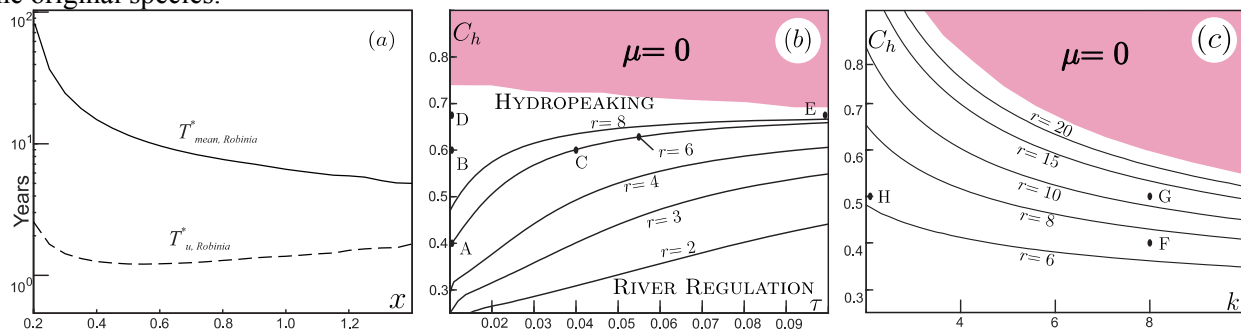


Figure 2 (a) Dimensional recovery time, $T_{mean}^*(v_0, v_I)$, and recovery time in undisturbed conditions, $T_u^*(v_0, v_I)$, for *Robinia pseudoacacia* and $\{\tau, C_h, k\} = \{0.01, 0.5, 5\}$. Behavior of the metric r for $x=0.5$ in the plane $\{\tau, C_h\}$ and $k=5$ (Panel b); and $\{k, C_h\}$ and $\tau=0.01$ (Panel c). The pink region corresponds to conditions unsuitable to vegetation growth. For a more detailed analysis of the dependence of the results on the plot elevation (dimensionless variable x) see Vesipa *et al.*, 2016.

5 CONCLUSIONS

The recovery dynamics of riparian vegetation have been analyzed adopting the stochastic approach by Camporeale & Ridolfi (2006), and the theory developed by Sancho (1985). The average recovery time is much longer (one order of magnitude) than the undisturbed recovery time. The delay in the recovery process is due to river stage fluctuations that cause alternate phases of vegetation growth and decay rather than a monotonic growth of biomass. The impact of hydrological regime alterations has been discussed. Since modifications of C_h or τ influence vegetation, it is possible to smooth out the effect of man-induced river flow alterations on the recovery times by a suitable modification of these two parameters. Moreover, we have demonstrated how also mild unbalanced alterations of the probabilistic structure of the river flows can induce dramatic effects on recovery times, promoting biodiversity losses and invasions of exotic species.

REFERENCES

- Camporeale, C. & Ridolfi, L. Riparian vegetation distribution induced by river flow variability: A stochastic approach, *Water Resources Research*, 2006, 42 (10), W10415
- Camporeale, C., Perucca, E., Ridolfi, L., & Gurnell, A. M. Modeling the interactions between river morphodynamics and riparian vegetation, *Review of Geophysics*, 2013, 51 379-414.
- Kurokouchi, H., Toyama, K. & Hogetsu, T. Regeneration of *Robinia pseudoacacia* riparian forests after clear-cutting along the Chikumagawa River in Japan, *Plant Ecology*, 2010, 210 (1), 31-41.
- Sancho, J. External dichotomous noise - the problem of the mean 1st-passage time, *Physical Review A*, 1985, 31 (5), 3523-3525.
- Smith, D.M., Finch, D.M., Gunning, C., Jemison, R. & Kelly, J.F. Post-wildfire recovery of riparian vegetation during a period of water scarcity in the southwestern USA, *Fire Ecology*, 2009, 5 (1), 38-55.
- Tealdi, S., Camporeale, C., & Ridolfi, L. Modeling the impact of river damming on riparian vegetation, *Journal of Hydrology*, 2011, 396 (3-4), 302-312.
- Vesipa, R., Camporeale, C. & Ridolfi, L. Recovery times of riparian vegetation, *Water Resources Research*, 2016, 52 (4), W018490.

EFFETTI DELL'ETEROGENEITÀ DELLA PIANA ALLUVIONALE SULLA MIGRAZIONE DI MEANDRI FLUVIALI

Manuel Bogoni¹ & Stefano Lanzoni¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale – Università degli Studi di Padova – Via Loredan 20, 35131 Padova
manuel.bogoni@dicea.unipd.it, stefano.lanzoni@dicea.unipd.it

ASPETTI CHIAVE

- L'evoluzione planimetrica di un fiume meandriforme è guidata sia dalle caratteristiche morfodinamiche del fiume stesso, sia dalla struttura superficiale della piana alluvionale.
- Gli oxbow lakes e le scroll bars consistono in singolarità geomorfologiche sulla superficie alluvionale, le quali archiviano la storia morfodinamica del fiume e influiscono sulla sua evoluzione futura.
- Analisi statistiche e spettrali multivariate mettono in evidenza il ruolo dell'eterogeneità della piana alluvionale nella geometria di meandri simulati numericamente, confrontati con geometrie naturali.

1 INTRODUZIONE

Le piane alluvionali e i relativi fiumi costituiscono complessi sistemi dinamici che coinvolgono processi idrodinamici, morfodinamici, geologici, geomorfologici, chimici e biologici agenti su un vasto intervallo di scale temporali (dai giorni ai secoli), con reciproche interazioni. La morfologia superficiale e la stratigrafia di una piana alluvionale sono modellate dalla mutua interazione di portata liquida, portata solida, processi di erosione e di deposito (Howard, 1996). L'effetto a lungo termine è controllato dalla configurazione morfologica del fiume (meandriforme, intrecciato, anastomizzato), dal regime fluviale e dalle peculiarità del trasporto solido. Confinamenti della piana alluvionale, la meccanica delle faglie e la distribuzione di biomassa possono inoltre assumere un ruolo apprezzabile nel determinare l'evoluzione della piana alluvionale.

L'obiettivo del presente lavoro è analizzare un particolare aspetto della dinamica fiume-piana alluvionale: il ruolo dell'eterogeneità della superficie alluvionale nel determinare la configurazione spaziale di un fiume meandriforme la cui dinamica, a sua volta, contribuisce a formare la struttura sedimentologica della piana alluvionale stessa. Questa interazione mutua è strettamente correlata alla formazione di oxbow lakes e scroll bars (Figura 1), i quali introducono modificazioni nella superficie della piana alluvionale e, pertanto, influiscono sull'evoluzione morfologica dei meandri (Lazarus & Constantine, 2013). Gli oxbow lakes rappresentano recipienti naturali per l'immagazzinamento di sedimenti e producono singolarità morfologiche, ecosistemi locali, serbatoi di idrocarburi ed inquinanti (Lewin and Ashworth, 2014). D'altra parte, la continua formazione di cutoffs, con la conseguente rimozione dei lobi di meandri pienamente sviluppati e la creazione di nuovi oxbow lakes, introduce un limite nello sviluppo della complessità geometrica del fiume e, di conseguenza, assicura una condizione di evoluzione stabile dal punto di vista statistico (Camporeale et al, 2005; Frascati & Lanzoni, 2010).

Le unità geomorfologiche formate da scroll bars e oxbow lakes assumono quindi un ruolo di primaria importanza sia nel passato del fiume, rappresentando un archivio della sua storia morfodinamica (Schwenk et al., 2015), sia per prevenire la sua evoluzione futura, operando come filtro sullo sviluppo planimetrico a breve e lungo termine.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Modellazione matematica

L'eterogeneità spaziale dell'erodibilità della piana alluvionale è prodotta dalla formazione di scroll bars e oxbow lakes con il loro conseguente riempimento da parte di sedimenti fini, che determina la progressiva formazione di singolarità sedimentologiche. In altre parole, l'evoluzione a lungo termine dei fiumi alluvionali è in molte circostanze guidata dalla progressiva trasformazione della composizione superficiale della piana alluvionale.

Il modello adottato si basa su quello sviluppato da *Frascati & Lanzoni* (2009), opportunamente trasformato per trattare l'eterogeneità della piana alluvionale causata dalla formazione di neck cutoffs, lo sviluppo di scroll bars e il progressivo riempimento degli oxbow lakes. In tal modo, in prima approssimazione è possibile considerare due diverse erodibilità, una per la piana alluvionale originaria (E_f) e una per le singolarità geomorfologiche formate da scroll bars e oxbow lakes (E_o). Basandosi sui risultati preliminari ottenuti da *Bogoni et al.* (2015), sono stati considerati tre diversi scenari: caso hardening, caso omogeneo, caso softening. Il primo scenario (hardening) assume complessi geomorfologici scroll bars – oxbow lakes meno erodibili rispetto alla piana alluvionale circostante, pertanto il fiume incontra un ostacolo più resistente quando raggiunge una singolarità. Questa situazione si realizza in seguito al progressivo riempimento dei lobi abbandonati da parte di materiale fine, fornito dalle esondazioni del fiume o attraverso piccoli canali (tie channels) i quali, anche dopo un cutoff, continuano a collegare il fiume con l'oxbow lake, permettendo lo scambio di portata e sedimenti in sospensione. Il materiale più fine ricopre il materiale più grossolano, portando alla formazione di un corpo sedimentologico resistente all'erosione (*Rowland et al.*, 2005). Il secondo scenario (omogeneo) considera gli oxbow lakes resistenti tanto quanto la piana alluvionale che, quindi, non subisce alcuna variazione da parte dell'azione fluviale. Infine, il terzo scenario (softening) considera unità geomorfologiche bars-oxbows più erodibili rispetto alla piana alluvionale, pertanto la velocità di migrazione del fiume aumenta quando il suo tracciato raggiunge un oxbow lake precedentemente formatosi. Si tratta, tuttavia, di una situazione non comune in natura, poiché assume che la migrazione laterale sia talmente rapida da consentire che un oxbow lakes sia intercettato dal percorso del fiume prima che il tratto abbandonato venga completamente riempito dai sedimenti fini e si realizzi il consolidamento della relativa scroll bar.

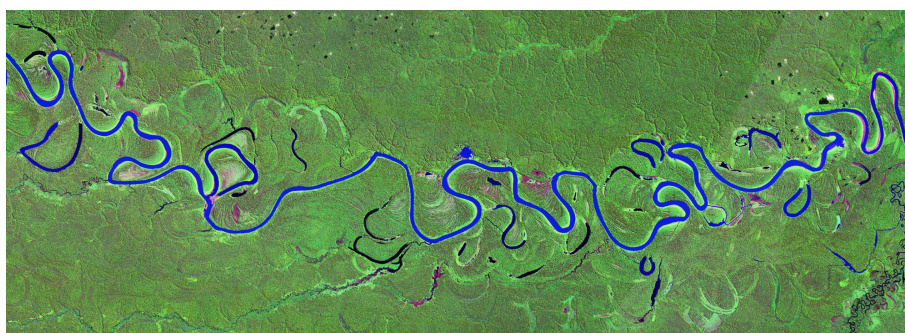


Figura 1. Dettaglio della piana alluvionale del Fiume Juruá, Brasile (fonte: Landsat, <http://earthexplorer.usgs.gov>, dimensioni effettive 85 x 31 km circa). Il fiume scorre da sinistra verso destra. Sono ben visibili molte caratteristiche tipiche di un sistema fiume-piana alluvionale: meandri asimmetrici, scroll bars nella sponda interna dei meandri, alvei abbandonati, cutoffs incipienti, oxbow lakes recenti ancora inondati, oxbow lakes pregressi riempiti dai sedimenti depositati e coperti dalla vegetazione della Foresta Amazzonica.

Il campo di moto è simulato con due differenti approcci matematici, entrambi basati sull'assunzione che esso sia funzione della distribuzione spaziale della curvatura planimetrica dell'asse fluviale. Il primo approccio (denominato IPS, *Ikeda et al.*, 1981) è relativamente semplificato in quanto assume a priori la configurazione topografica del fondo e, quindi, consente di simulare solo meandri che si propagano verso valle. Al contrario, il secondo approccio (denominato ZS, *Zolezzi & Seminara*, 2001) determina anche la topografia del fondo e consente di descrivere sia la propagazione verso valle sia quella verso monte dei meandri. I parametri di input sono il rapporto semilarghezza-profondità β della sezione trasversale del fiume, il parametro di Shield τ^* , il diametro adimensionale dei sedimenti d_s . La configurazione del letto fluviale (piano o a dune) viene assegnata in relazione ai valori assunti da questi parametri e dal parametro di trasporto proposto da *Van Rijn* (1984).

2.2 Analisi statistiche dei risultati

Le configurazioni dei meandri fornite dal modello matematico, generate dall'interazione di processi fortemente non lineari, variano sia nel tempo che nello spazio. Tre diverse metodologie statistiche e spettrali multivariate sono state utilizzate per caratterizzare e confrontare i meandri generati numericamente con geometrie di fiumi reali. Tali metodologie sono l'analisi di Fourier (FA), l'analisi delle componenti principali (Principal Component Analysis, PCA), e l'analisi spettrale singolare (Singular Spectrum Analysis, SSA) con

la sua estensione multivariata (Multi-Channel Singular Spectrum Analysis, MSSA). Tali metodologie sono state applicate a una serie adeguata di parametri morfometrici al fine di cogliere le diversità e le complessità delle geometrie meandriche, siano esse naturali oppure generate numericamente (Frascati & Lanzoni, 2009).

3 RISULTATI E CONCLUSIONI

La Figura 2 riporta il confronto tra sei planimetrie di evoluzioni a lungo termine generate numericamente combinando i due differenti approcci per il campo di moto (ZS e IPS) con i tre possibili scenari di erodibilità della piana alluvionale progressivamente modificata dalla formazione di scroll bars e oxbow lakes (casi softening, omogeneo, hardening).

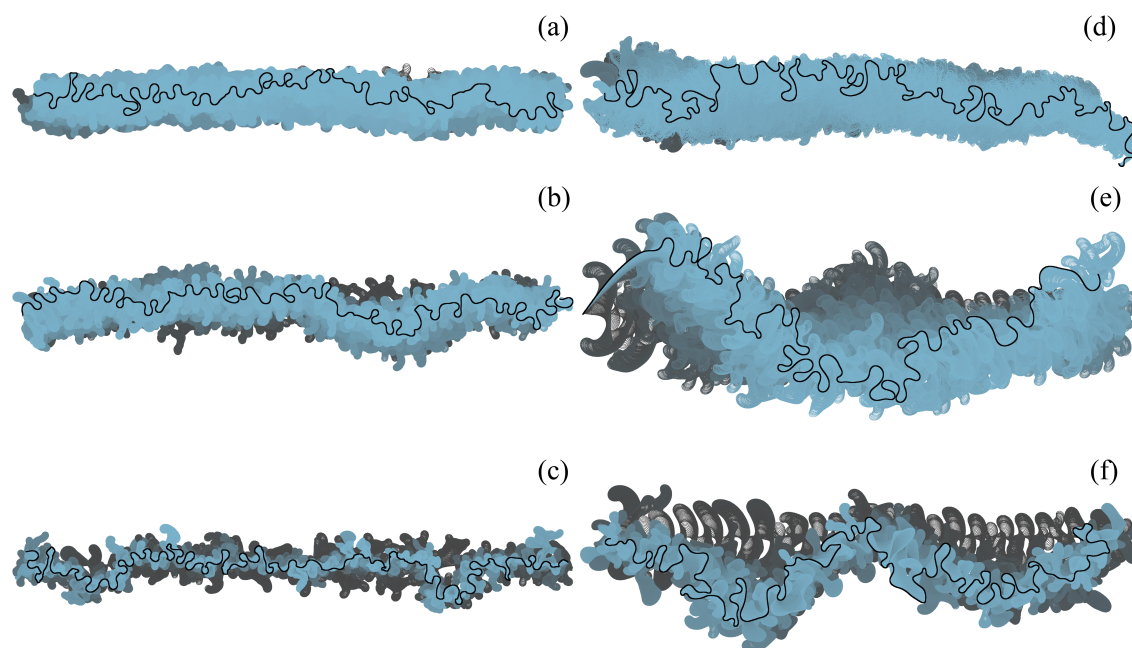


Figura 2. Evoluzioni planimetriche di meandri fluviali risultanti da simulazioni numeriche caratterizzate dal seguente set di seguenti parametri iniziali: $\beta = 20$, $\tau^* = 0.7$, $d_s = 0.01$, fondo piano. La scala cromatica passa dal nero all'azzurro con la progressione temporale delle simulazioni (configurazioni passate scure, configurazioni più recenti chiare). Le combinazioni tra modelli matematici per il campo di moto e configurazioni della piana alluvionale sono: (a) approccio ZS, complessi scroll bars - oxbow lakes più erodibili della piana alluvionale; (b) approccio ZS, piana alluvionale omogenea; (c) approccio ZS, complessi scroll bars - oxbow lakes meno erodibili della piana alluvionale; (d) approccio IPS, complessi scroll bars - oxbow lakes più erodibili della piana alluvionale; (e) approccio IPS, piana alluvionale omogenea; (f) approccio IPS, complessi scroll bars - oxbow lakes meno erodibili della piana alluvionale.

Le metodologie statistiche e spettrali introdotte nella sezione 2 sono state applicate per confrontare i tracciati numerici, simulati considerando opportuni gruppi di parametri iniziali fisicamente ammissibili, con un insieme di tracciati naturali scelti in maniera tale da coprire diverse realtà geografiche e morfologiche.

La Figura 3 riporta alcuni risultati notevoli forniti dalle diverse analisi realizzate. Gli spettri di potenza ottenuti tramite l'analisi di Fourier (FA) e gli spettri dell'analisi spettrale singolare (SSA) applicate alla curvatura locale nei singoli meandri mostrano che i trend più simili ai casi reali sono quelli relativi alla piana alluvionale eterogenea, in particolare il caso hardening. Il caso omogeneo presenta le maggiori differenze. Inoltre, tra i due differenti approcci matematici per il campo di moto, l'approccio ZS fornisce una migliore somiglianza con i fiumi naturali rispetto all'approccio IPS, in particolare per quanto riguarda gli spettri di Fourier. L'analisi delle componenti principali (PCA) del segnale multidimensionale composto da 10 differenti variabili morfometriche (lunghezza dei meandri, asimmetria, sinuosità, etc., cfr. Frascati & Lanzoni, 2009) permetterà di ottenere un segnale trasformato nel dominio degli autovettori della matrice di covarianza, le cui componenti sono linearmente indipendenti. Tale analisi mostra una maggiore vicinanza degli insiemi di punti corrispondenti al caso hardening e ai punti naturali, rispetto agli insiemi relativi agli altri due scenari simulati (omogeneo e softening). In particolare, nell'approccio ZS si ha una parziale sovrapposizione tra i punti del

caso hardening e quelli dei fiumi naturali, mentre nell'approccio IPS gli insiemi dei punti corrispondenti alle planimetrie simulate e quelli relativi ai fiumi osservati tendono a distinguersi maggiormente tra loro.

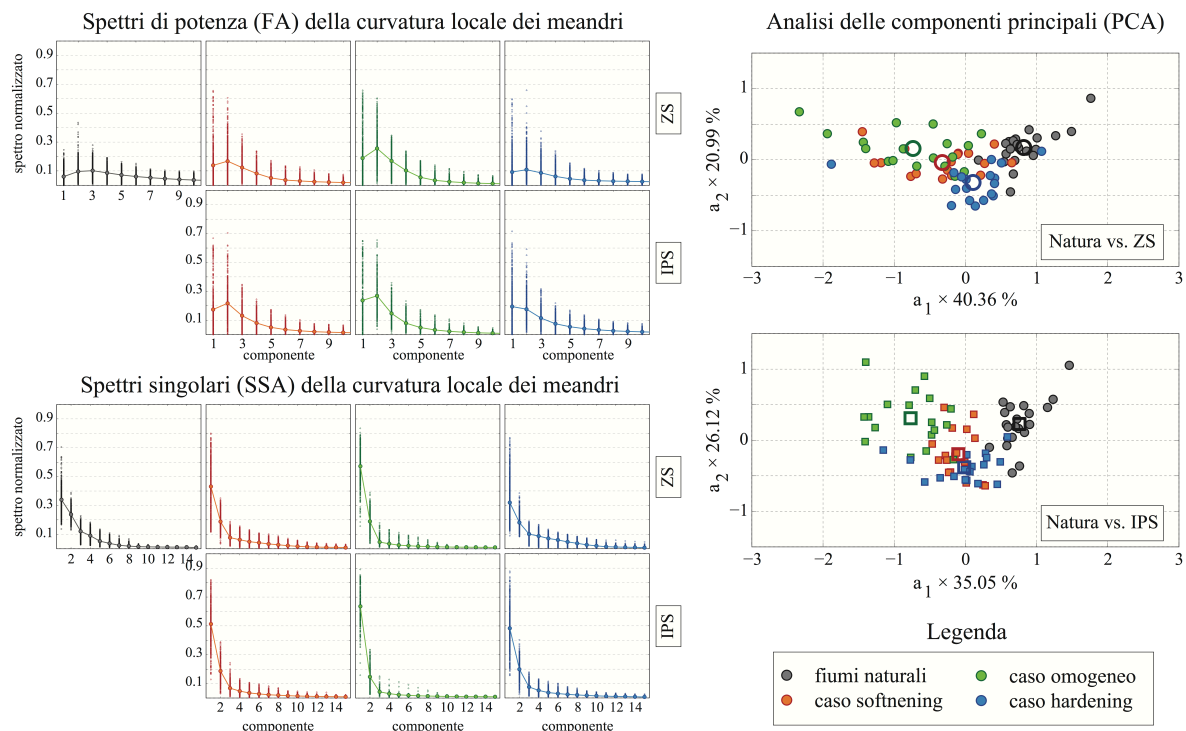


Figura 3. Risultati delle analisi spettrali e delle statistiche multivariate utilizzate per il confronto tra tracciati meandri generati numericamente e le geometrie dei fiumi reali. A sinistra: spettri di potenza normalizzati forniti dalla FA (in alto) e spettri singolari normalizzati forniti dalla SSA (in basso) applicate alla distribuzione spaziale delle curvature locali dei singoli meandri. A destra: scatter plots delle prime due componenti fornite dalla PCA, applicata per il confronto tra le configurazioni planimetriche di fiumi reali e quelle generate numericamente mediante gli approcci ZS (in alto) e IPS (in basso).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bogoni, M., Lanzoni, S. & Putti, M., Numerical simulations of floodplain heterogeneity effects on meander migration, American Geophysical Union, Fall Meeting 2014, San Francisco, US, abstract #EP51C-3533
- Camporeale, C., Perona, P., Porporato, A. & Ridolfi, L. On the long-term behavior of meandering rivers, *Water Resources Research*, 2005, 41, 1-13
- Frascati, A. & Lanzoni, S. Morphodynamic regime and long-term evolution of meandering rivers, *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 2009, 114, 1-12
- Frascati, A. & Lanzoni, S. Long-term river meandering as a part of chaotic dynamics? A contribution from mathematical modelling, *Earth Surface Processes and Landforms*, 2010, 35, 791-802
- Howard, A.D. Modelling channel evolution and floodplain morphology. *Floodplain Processes*, 1996.
- Ikeda, S., Parker, G. & Sawai, K. Bend theory of river meanders. Part 1. Linear development, *Journal of Fluid Mechanics*, 1981, 112, 363-377.
- Lazarus, E.D. & Constantine, J.A. Generic theory for channel sinuosity, *Proceedings of the National Academy of Sciences*, 2013, 110, 8447-8452
- Lewin, J. & Ashworth, P.J. The negative relief of large river floodplains, *Earth Science Reviews*, 2014, 129, 1-23
- Rowland, J.C., Lepper, K., Dietrich, W.E., Wilson, C.J. & Sheldon, R., Tie channel sedimentation rates, oxbow formation age and channel migration rate from optically stimulated luminescence (OSL) analysis of floodplain deposits, *Earth Surface Processes and Landforms* (2005), 30, 1161-1179
- Schwenk, J., Lanzoni, S. & Foufoula-Georgiou, E. The life of a meander bend: connecting shape and dynamics via analysis of a numerical model, *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 2015, 120, 690-710
- Van Rijn, L.C. Sediment transport, parts I, II and III, *Journal of Hydraulic Engineering*, 1984, 110, issues 10-11-12
- Zolezzi, G. & Seminara, G. Downstream and upstream influence in river meandering. Part 1. General theory and application to overdeepening, *Journal of Fluid Mechanics*, 2001, 438, 183-201.

DINAMICA DELLA TEMPERATURA IN CORPI IDRICI POCO PROFONDI: IMPORTANZA DELLO SCAMBIO TERMICO CON IL FONDALE

Mattia Pivato¹, Luca Carniello¹, John Gardner², Sonia Silvestri² & Marco Marani^{1,3}

(1) Department ICEA, University of Padova, Padova, Italy; (2) Nicholas School of the Environment, Duke University, Durham, North Carolina, USA; (3) Department of Civil and Environmental Engineering, Duke University, Durham, North Carolina, USA

ASPETTI CHIAVE:

- Descrizione della dinamica spaziale e temporale della temperatura in bacini poco profondi a scala sub-giornaliera: il caso studio della Laguna di Venezia.
- Particolare attenzione dedicata all'analisi dello scambio termico con il fondale, generalmente trascurato nei modelli che descrivono la temperatura nei bacini profondi.
- Campagna di misure realizzata ad hoc al fine di indagare il fenomeno di evoluzione del profilo verticale di temperatura all'interno della colonna d'acqua e nel fondale.

1 INTRODUZIONE

La temperatura dell'acqua rappresenta un parametro di grande interesse in quanto gioca un ruolo di fondamentale importanza nell'ambito di numerosi dei processi ecologici attivi in un bacino idrico.

In letteratura sono numerosi i modelli che descrivono la dinamica della temperatura a lungo termine in bacini profondi come laghi o mari (e.g. *Perroud et al.*, 2009). Tali corpi idrici sono tipicamente stratificati e risulta pertanto fondamentale ricostruire il profilo verticale della temperatura dell'acqua. In bacini poco profondi, come lagune e laghi con tiranti limitati, la descrizione della dinamica della temperatura risulta semplificata dal fatto di poterla spesso assumere uniforme sulla colonna d'acqua. Di contro diventa rilevante lo scambio termico con il fondale, in genere trascurabile nei bacini profondi, in particolare se interessati all'evoluzione della temperatura a scale temporali ridotte (sub giornaliera).

In letteratura, gli studi relativi alla dinamica della temperatura in bacini poco profondi risultano piuttosto limitati (e.g. *Bouin et al.*, 2012). Di conseguenza, le informazioni e le misure che permettono di caratterizzare lo scambio termico tra acqua e fondale sono scarse. Inoltre, la temperatura nei corpi idrici è in generale indagata in termini di evoluzione a lungo termine, considerando scale temporali giornaliere o, più di frequente, stagionali (e.g. *Piccolroaz et al.*, 2013).

L'obiettivo del presente contributo riguarda nello specifico lo studio della dinamica della temperatura in bacini poco profondi, approfondendo in particolare il ruolo dello scambio termico con il fondale. A tale scopo è stata concepita e realizzata una campagna di misure ad hoc in laguna di Venezia. La Laguna rappresenta infatti un perfetto esempio dell'ambiente che si desidera descrivere, ampiamente studiato sia per la sua rilevanza storica che per la complessità del suo ecosistema. La Laguna è un bacino poco profondo, caratterizzato da una superficie di circa 550 km², una profondità media di circa 1.5 m e un'escursione di marea di circa 1.0 m, che comunica con il mare per mezzo delle tre bocche di porto di Lido, Malamocco e Chioggia.

Le misure eseguite hanno permesso di caratterizzare il flusso termico all'interfaccia acqua fondale e di sviluppare un modello puntuale per descrivere l'evoluzione della temperatura della colonna d'acqua. Messo a punto e testato il modello puntuale, il passaggio successivo sarà quello di sviluppare un modulo per la descrizione della dinamica della temperatura della colonna d'acqua da accoppiare in un modello bidimensionale della Laguna che permette di modellare l'idrodinamica, la generazione delle onde da vento, il trasporto dei sedimenti e l'evoluzione del fondale (*Carniello et al.*, 2014). Questo permetterà di ricostruire l'evoluzione spaziale e temporale della temperatura dell'acqua in laguna di Venezia, considerando anche il trasporto convettivo di calore inevitabilmente trascurato nel modello puntuale.

2 MISURE IN SITU

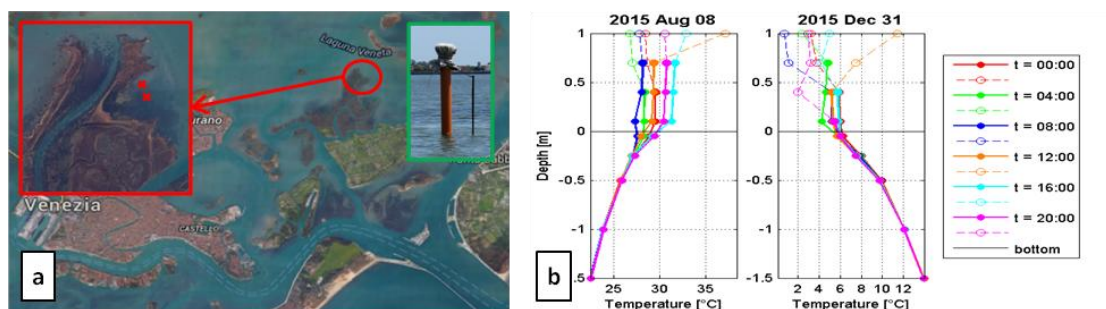


Figura 1. Sito in cui è stata condotta la campagna di misure (a), con indicazione della posizione delle due stazioni di misura predisposte (riquadro rosso) e una foto di una delle stesse (riquadro verde). Il pannello (b) illustra due esempi di profilo verticale di temperatura misurati in diverse ore del giorno: i punti indicano la profondità dei sensori di misura, la linea continua evidenzia i sensori che in quell'istante si trovavano al di sotto della superficie libera, mentre la linea tratteggiata indica i sensori "scoperti" per effetto dell'oscillazione di marea.

Il sito in cui è stata realizzata la campagna di misure consiste in un bassofondo localizzato nei pressi di Sant'Erasmus, un'isola non lontana dalla città di Venezia. La scelta del sito è stata influenzata da diversi fattori: la possibilità di raggiungerlo agevolmente partendo da Venezia; la posizione isolata e lontana dai luoghi più frequentati della Laguna; la disponibilità di informazioni, come la batimetria dell'area, grazie al fatto che il sito in questione è già stato ed è tuttora indagato nell'ambito di altri studi sull'evoluzione morfologica delle barene.

Sono state predisposte due stazioni di misura, in corrispondenza di due posizioni caratterizzate da diversa profondità. Ciascuna stazione è costituita da un'asta in metallo a cui sono stati fissati 9 sensori termici, infissa nel suolo in modo da avere, a diverse profondità, 5 sensori per la misura della temperatura del terreno e 4 per la misura della temperatura nella colonna d'acqua. La profondità massima di misura all'interno del suolo è di 1.5 m. I sensori sono stati collegati ad un data logger (Arduino) alimentato con 4 batterie da 6V e 5AH collegate in serie; data logger e batterie di alimentazione sono posti in una scatola ermetica, posizionata in cima ad un tubo in PVC, opportunamente infisso al fondo, al fine metterla al riparo dall'azione del moto ondoso. I dati sono archiviati nel data logger con cadenza di 5'.

Nel corso della campagna di misure sono stati raccolti dati in diversi periodi a partire da luglio 2015 fino a febbraio 2016. Questo ha permesso di descrivere l'evoluzione del profilo verticale di temperatura nell'acqua e nel suolo in diverse condizioni climatiche nell'arco, di fatto, di 3 diverse stagioni. Sono stati inoltre raccolti campioni per la definizione delle caratteristiche del suolo.

L'analisi dei dati ha confermato l'ipotesi di distribuzione uniforme della temperatura sulla colonna d'acqua; questo concorda con la dinamicità e la complessità morfologica della Laguna, che determina un campo idrodinamico irregolare e di conseguenza un buon mescolamento dell'acqua. La distribuzione uniforme della temperatura, dal punto di vista della modellazione, garantisce la possibilità di caratterizzarne la dinamica spaziale e temporale utilizzando un approccio modellistico bidimensionale in cui la colonna d'acqua è caratterizzata attraverso un unico valore della grandezza.

In secondo luogo, i profili verticali della temperatura nel suolo hanno mostrato, come atteso, il diverso ruolo svolto dal fondale nel corso dell'anno: durante la stagione estiva il suolo è caratterizzato da temperature inferiori a quelle della colonna d'acqua sovrastante (Figura 1b), e funziona quindi da ricettore di calore; in autunno/inverno invece il suolo è caratterizzato da temperature maggiori rispetto a quelle dell'acqua e funge dunque da serbatoio di calore. Le misure hanno inoltre permesso di osservare come l'onda termica si annulli a profondità ben maggiori di 1.5 m: la variazione stagionale della temperatura a 1.5 m di profondità risulta, infatti, affatto trascurabile.

A scala giornaliera (ma spesso anche considerando alcuni giorni consecutivi con variazioni meteorologiche non eccessive) si osserva invece che ad una profondità pari a circa 0.5 m la temperatura del suolo si mantiene costante. Solo lo strato superficiale del terreno segue dunque l'oscillazione giornaliera della temperatura della colonna d'acqua sovrastante. Sulla base di queste considerazioni si è

deciso di sviluppare un modello puntuale per descrivere la dinamica temporale della temperatura dell'acqua basato sull'ipotesi di poter schematizzare il terreno al di sotto del fondo con un modello bi-strato: uno strato superficiale attivo, di spessore 0.5 m, direttamente interagente con la colonna d'acqua, la cui temperatura varia in funzione dello scambio di calore con la colonna d'acqua sovrastante e con lo strato di terreno profondo; uno strato profondo la cui temperatura si assume costante a scala giornaliera. La temperatura dell'acqua, assunta uniforme sulla verticale per quanto precedentemente osservato, varia in funzione dell'interazione con atmosfera e strato di terreno attivo.

3 MODELLO PUNTUALE

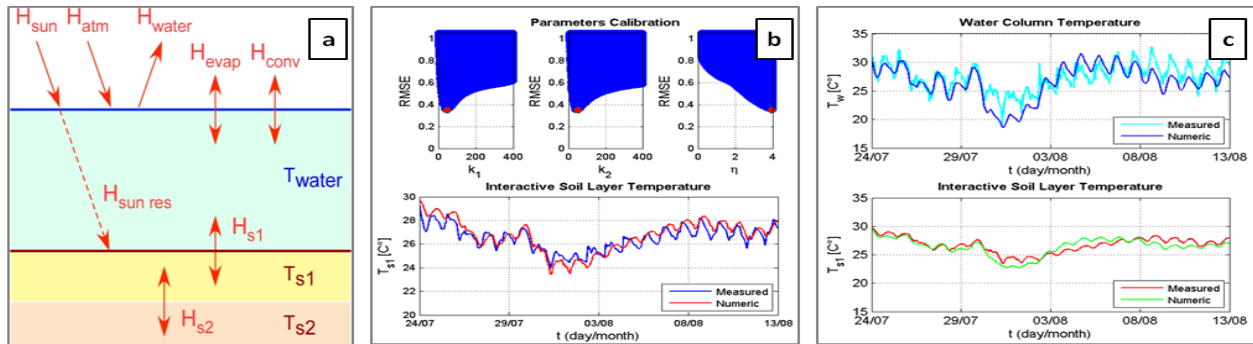


Figura 2. Nel pannello (a) si illustra lo schema concettuale del modello puntuale sviluppato, indicando i diversi flussi termici da cui dipende l'evoluzione della temperatura della colonna d'acqua e del fondale; il pannello (b) mostra la calibrazione dei parametri del modello; nel pannello (c) si riporta un esempio di confronto fra misure e risultati del modello ottenuti assegnando ai parametri i valori ottenuti dalla calibrazione.

Il modello puntuale messo a punto per descrivere la temperatura dell'acqua, schematizzato in Figura 2(a), risolve quindi in parallelo le seguenti equazioni per descrivere l'evoluzione della temperatura rispettivamente dell'acqua (T_{water}) e dello strato di terreno attivo (T_{s1}):

$$\frac{dT_{water}}{dt} = \frac{1}{C_{water}} (H_{atm} - H_{s1}); \quad \frac{dT_{s1}}{dt} = \frac{1}{C_{soil}} (H_{s1} + H_{sun-res} - H_{s2});$$

dove H_{atm} rappresenta il flusso netto di calore all'interfaccia aria atmosfera, H_{s1} e H_{s2} i flussi scambiati dallo strato attivo di terreno rispettivamente con la colonna d'acqua e lo strato profondo a temperatura T_{s2} , mentre $H_{sun-res}$ rappresenta la frazione di radiazione solare che non viene assorbita dall'acqua e raggiunge il fondo. C_{water} e C_{soil} corrispondono alla capacità termica dell'acqua e dello strato attivo di suolo, e, in entrambi i casi, si calcolano come: $C = \rho c_p d$, con ρ densità, c_p calore specifico e d "spessore" rispettivamente della colonna d'acqua e dello strato attivo di terreno. I campioni prelevati in sito hanno permesso di definire la tipologia di terreno che costituisce il fondale lagunare e di scegliere di conseguenza i valori più corretti di ρ e c_p .

Il flusso netto all'interfaccia con l'atmosfera H_{atm} è dato dalla somma delle diverse componenti riportate in Figura 2a, le quali si calcolano mediante formule di letteratura. I rimanenti 3 flussi si calcolano invece come:

$$H_{s1} = k_1 (T_{water} - T_{s1}) \quad H_{s2} = k_2 (T_{s1} - T_{s2}) \quad H_{sun-res} = R_{sun} \exp(-\eta Y)$$

dove R_{sun} rappresenta la radiazione solare che raggiunge la superficie libera, Y il tirante d'acqua, η il coefficiente di estinzione. Il modello presenta tre parametri: k_1 e k_2 , che pesano lo scambio di calore rispettivamente tra acqua e fondale e tra i due strati di terreno individuati, e il coefficiente di estinzione η .

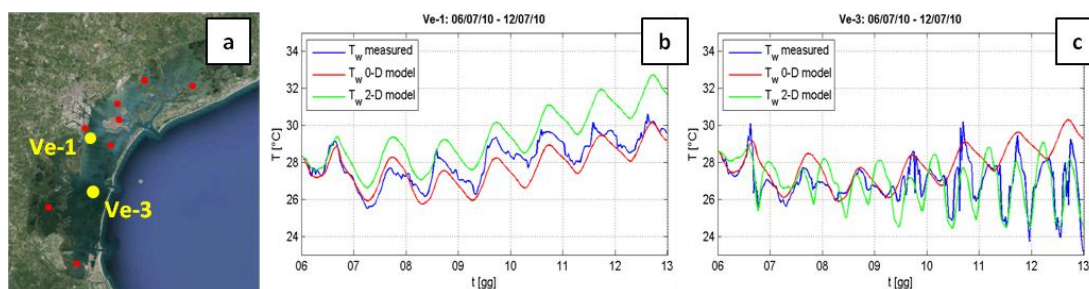


Figura 3. Il pannello (a) mostra la posizione delle 10 sonde multiparametriche presenti in laguna; nei pannelli (b) e (c) si riporta il confronto tra risultati delle simulazioni, ottenuti sia con il modello puntuale sia con il modello bidimensionale, con i dati misurati in corrispondenza rispettivamente delle sonde Ve-1 e Ve-3, la cui posizione è specificata nel pannello (a).

Il primo passo è stata la calibrazione del modello utilizzando i dati a disposizione relativi a temperatura dell'acqua e del suolo. In questa prima fase la temperatura dell'acqua è stata assunta come una forzante per il modello assieme alla temperatura media giornaliera dello strato profondo di fondale con l'obiettivo di trovare la combinazione di parametri che permettano di simulare al meglio l'evoluzione temporale della temperatura dello strato attivo. Come input viene fornita anche la $R_{sun-res}$: i dati necessari per calcolarla sono scaricati dal sito del centro maree di Venezia. Per la calibrazione dei parametri sono stati presi in considerazione alcuni tra i periodi disponibili; successivamente la combinazione ottenuta è stata testata sui periodi rimanenti. La calibrazione è stata effettuata utilizzando il metodo statistico GLUE (Beven & Binley, 1992). I risultati ottenuti sono riportati in Figura 2b.

Fissati i valori dei parametri si è quindi passati al test del modello puntuale. Temperatura della colonna d'acqua e dello strato attivo corrispondono ora agli output del modello. I dati di input necessari sono invece le forzanti meteorologiche, acquisite dal sito del centro maree, e la temperatura media giornaliera dello strato profondo del fondale. In Figura 2c è riportato un esempio dei risultati ottenuti dall'applicazione del modello puntuale. Dal confronto con le misure sperimentali si nota la capacità del modello di seguire in modo più che soddisfacente l'evoluzione della temperatura del suolo e della colonna liquida.

Il modello puntuale è stato quindi implementato all'interno del modello 2D della Laguna. Sono state quindi condotte alcune simulazioni preliminari estese all'intera Laguna, utilizzando i valori dei parametri ottenuti dalla calibrazione sul modello puntuale. I risultati delle simulazioni sono stati confrontati con la temperatura misurata in corrispondenza di 10 sonde multiparametriche (Figura 3a) disponibili in laguna; le misure della Piattaforma CNR hanno fornito invece la temperatura dell'acqua in mare. Le misure delle forzanti meteo sono state scaricate dal sito dell'ISPRA. I risultati preliminari hanno messo in luce l'importanza di descrivere la dinamica della temperatura in Laguna con un modello bidimensionale. In corrispondenza della sonda Ve-3 la temperatura misurata della colonna d'acqua mostra infatti una modulazione semidiurna, ben riprodotta dal modello 2D ma assente nei risultati offerti dal modello puntuale (Figura 3c). Tale fenomeno, che non si osserva in corrispondenza delle sonde più interne (Figura 3b), è legato alla posizione della sonda, collocata di fronte alla bocca di Malamocco, e pertanto fortemente influenzata dallo scambio termico con il mare legato alle maree. Tale fenomeno non può essere colto dal modello puntuale, il quale trascura i flussi convettivi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bouin, M., Caniaux, G., Traullé, O., Legain, D & Moigne, P. Long-term heat exchanges over a Mediterranean lagoon, *Journal of Geophysical Research*, 2012, vol. 117.
- Perroud, M., Goyette, S., Martynov, A., Beniston, M. & Anneville, O. Simulation of multiannual thermal profiles in deep Lake Geneva: A comparison of one-dimensional lake models, *Limnol. Oceanogr.*, 2009, vol. 54(5), pp. 1574–1594.
- Piccolroaz, S., Toffolon, M. & Majone, B. A simple lumped model to convert air temperature into surface water temperature in lakes, *Hydrology and Earth System Science*, 2013, vol. 17, pp. 3323–3338.
- Carniello, L., Silvestri, S. Marani, M., D'Alpaos, A., Volpe, V. & Defina, A. Sediment dynamics in shallow tidal basins: In situ observations, satellite retrievals, and numerical modeling in the Venice Lagoon, *J. Geophys. Res. Earth Surf.*, 2014, vol. 119.
- Beven, K. J. & Binley, A. M. The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction, *Hydrol. Process.*, 1992, vol. 6, pp. 279–288.

ANALISI DELLE CARATTERISTICHE DI TURBOLENZA DELLA CORRENTE NELLA SEZIONE APICE DI UN CANALE MEANDRIFORME CON VEGETAZIONE SUL FONDO

Donatella Termini¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale e dei Materiali - Università di Palermo, Viale delle Scienze, 90128 Palermo, – e-mail: donatella.termini@unipa.it

ASPETTI CHIAVE

- La conoscenza delle caratteristiche di turbolenza della corrente lungo la curva è fondamentale per la predizione dei diversi meccanismi di trasporto
- Nel presente lavoro è analizzato l'effetto dovuto alla presenza di vegetazione sulle caratteristiche di turbolenza della corrente nella sezione di apice di un canale meandriforme di elevata ampiezza.
- I risultati hanno mostrato che la presenza di vegetazione sul fondo determina valori dell'intensità turbolenta generalmente inferiori a quelli ottenuti in assenza di vegetazione e interrompe il moto di circolazione secondaria.

1 PREMESSA

Diverse ricerche (vedi ad esempio Wilson et al, 2003; Blanckaert e Graf, 2004) hanno dimostrato che il moto di circolazione secondaria, che si sviluppa nei canali con andamento curvilineo, esercita un ruolo fondamentale nei processi di erosione spondale. In particolare, tali studi hanno mostrato che il trasporto della quantità di moto determinato dalla corrente di circolazione trasversale contribuisce a spostare il massimo della velocità longitudinale verso la sponda esterna lungo la curva. Inoltre, tale moto trasversale modifica la distribuzione dell'energia cinetica turbolenta determinando zone di alta/bassa energia turbolenta (Blanckaert e Graf, 2004; Termini e Piraino, 2011). La conoscenza delle caratteristiche di turbolenza della corrente lungo la curva è fondamentale per la predizione di diversi meccanismi di trasporto che si verificano lungo la curva (Blanckaert e De Vriend, 2005).

Lavori recenti di letteratura (vedi ad esempio Perrucca et al. 2007) hanno anche messo in evidenza come il campo di moto e le caratteristiche di turbolenza della corrente che defluisce in un alveo naturale possano essere influenzate dalla presenza di vegetazione sul fondo e sulle sponde.

In tale contesto, nell'ambito di un ampio programma di ricerca condotto presso il dipartimento DICAM dell'Università di Palermo mirato alla valutazione delle caratteristiche cinematiche della corrente in canali di elevata curvatura, è stata condotta una campagna di misura in un canale meandriforme di elevata ampiezza in presenza di vegetazione flessibile sul fondo. In particolare, il canale meandriforme segue la curva sine-generated, con angolo di deflessione nella sezione di inflessione pari a 110°, ha sponde rigide e fondo deformato di sabbia quarzosa ($d_{50}=0.65$ mm). Il presente lavoro riguarda i dati raccolti durante due prove condotte, per lo stesso valore di portata ($Q=12$ l/s), rispettivamente mantenendo il fondo sabbioso (e quindi in assenza di vegetazione sul fondo – prova denominata “NV”) e introducendo vegetazione flessibile sul fondo (prova denominata “V”). Le condizioni sperimentali considerate per ciascuna prova sono state descritte in precedenti lavori (vedi ad esempio in Termini e Piraino, 2011 e in Termini, 2014, rispettivamente per la prova “NV” e per la prova “V”). Nel presente lavoro i valori delle componenti di velocità misurate nella sezione di apice del canale durante ciascuna prova sono state utilizzate al fine di analizzare l'effetto della vegetazione sulle caratteristiche di turbolenza della corrente.

2 RISULTATI

Per analizzare l'effetto della vegetazione sulla struttura di turbolenza della corrente sono stati esaminati, per ciascuna prova, sia i profili verticali delle componenti di fluttuazione turbolenta nelle direzioni trasversale e verticale che la distribuzione delle tensioni di Reynolds. Le componenti di fluttuazione turbolenta sono state determinate come deviazione delle componenti di velocità istantanee rispetto al corrispondente valore medio-temporale e, quindi, le componenti dell'intensità turbolenta sono state

determinate come: $v'_i = \sqrt{\frac{\sum [v_i(t) - v_i]^2}{n}}$ ($i=r, z$, dove r indica la direzione trasversale e z la direzione verticale ed n indica gli istanti temporali).

A titolo di esempio, la Figura 1 mostra, per entrambe le prove, la distribuzione verticale delle componenti trasversale e verticale dell'intensità turbolenta, normalizzate rispetto alla velocità di attrito (rispettivamente v'_r/u_* and v'_z/u_* , con $u_* =$ velocità di attrito $u_* = \sqrt{gR(-\partial z_a/\partial s)}$, g =accelerazione di gravità, R =raggio idraulica; $(-\partial z_a/\partial s)$ = gradiente della superficie libera), ottenute lungo la verticale posta a distanza $r=8$ cm dalla sponda esterna nella sezione di apice del canale. Si noti che nella Figura 1 il rapporto z/h_r definisce la quota relativa essendo h_r l'altezza idrica locale.

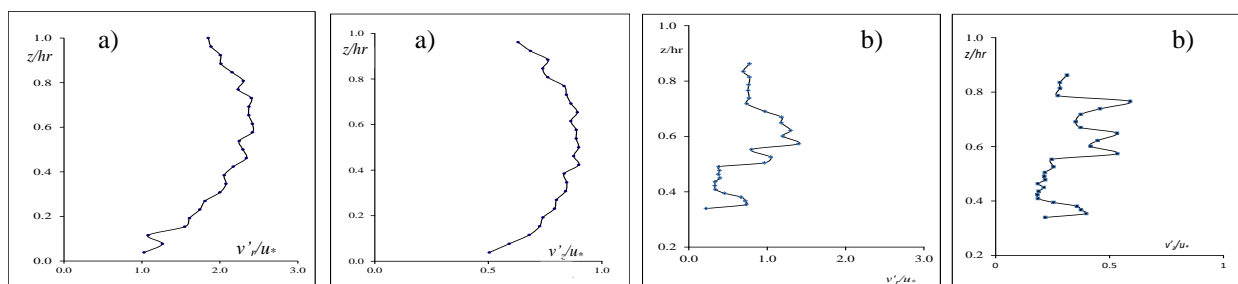


Figura 1: Profili delle component dell'intensità turbolenta normalizzata v'_r/u_* , v'_z/u_* : a) prova "NV"; b) prova "V"

Dalla Figura 1 si può osservare che, in assenza di vegetazione, le distribuzioni verticali dell'intensità turbolenta hanno un valore di picco vicino alla superficie libera, per $z/hr \approx 0.7$. Dall'analisi di tutti i profili verticali determinati si è anche osservato che spostandosi dall'ascissa $r = 8$ cm verso la sponda esterna tale valore di picco cresce lievemente fino all'ascissa $r \approx 5$ cm per poi decrescere fino a raggiungere la sponda esterna. Tale comportamento è dovuto alla formazione di una cella di circolazione secondaria in vicinanza della sponda esterna (Termini e Piraino, 2011). In presenza di vegetazione, i valori delle componenti di intensità turbolenta sono generalmente inferiori a quelli ottenuti in assenza di vegetazione. Inoltre, si evidenzia un alternanza di alti/bassi valori dell'intensità turbolenta con valori di picco all'interno del range $0.5 < z/hr < 0.7$. Anche l'analisi delle distribuzioni delle componenti delle tensioni di Reynolds $\tau_{rr} = -\rho \overline{v_r'^2}$, $\tau_{zz} = -\rho \overline{v_z'^2}$, $\tau_{rz} = -\rho \overline{v_r' v_z'}$ ha evidenziato un diverso comportamento nelle due prove. A titolo di esempio in Figura 2 è riportato il confronto della distribuzione (nella regione prossima alla sponda esterna, per $0 < r < 25$) della componente τ_{rz} , normalizzata rispetto alla tensione tangenziale media $\tau = \rho u_*^2$, nelle due prove esaminate. Da tale figura si osserva che, in assenza di vegetazione, i valori di τ_{rz} decrescono avvicinandosi alla sponda esterna fino all'ascissa $r = 10$ cm; spostandosi ulteriormente verso la sponda esterna si hanno valori di nuovo crescenti, ma negativi, fino a raggiungere il picco a $r \approx 5$ cm per poi decrescere di nuovo in valore. In presenza di vegetazione, si ha una alternanza di zone ad alti/bassi valori di τ_{rz} , che sono anche inferiori a quelli ottenuti in assenza di vegetazione. Tali risultati suggeriscono che la presenza di vegetazione in qualche modo interrompe il moto di circolazione trasversale che si determina nella sezione di apice per effetto della curvatura e modifica le caratteristiche di turbolenza della corrente.

3 CONCLUSIONI

I risultati ottenuti hanno mostrato che, in corrispondenza della sezione all'apice, in presenza di vegetazione, i valori dei componenti intensità di turbolenza sono generalmente inferiori a quelli ottenuti in assenza di vegetazione. Inoltre, la presenza di vegetazione sembra anche modificare le strutture di turbolenza della corrente ed interrompere il moto di circolazione trasversale determinato per effetto della curvatura.

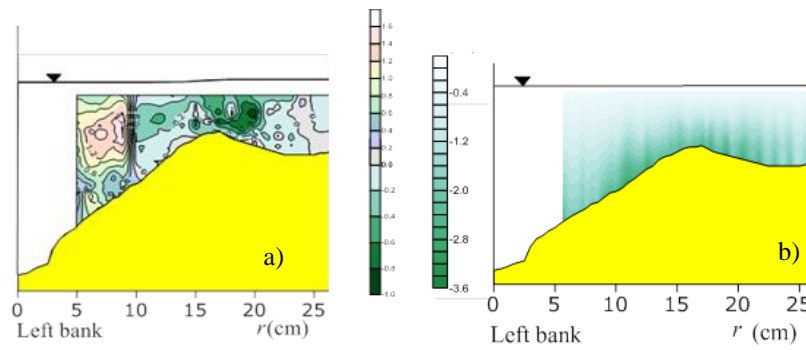


Figura 2: Distribuzione della componente $\tau_{rz}/\rho u_*^2$: a) prova “NV”; b) prova “V”

4 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Blancaert, K. & Graf, W.H. 2004. Momentum transport in sharp open-channel bends. *Journal of Hydraulic Engineering*;130(3): 186-198.
- Blancaert, K & De Vriend, HJ, 2005 Turbulence structure in sharp open-channel bends. *Journal of Fluid mechanics*. Vol. 536, 27-48.
- Perrucca, E., Camporeale, C., Ridolfi, L., (2007). Significance of the riparian vegetation dynamics in meandering river morphodynamics. *Water Researches Research*, vol. 43, W03430, 1-10.
- Termini D. & Piraino M. 2011. Experimental analysis of cross-sectional flow motion in a large amplitude meandering bend. *Earth surface processes and landforms*, 36(2), 244-256.
- Termini, D. (2014): River-bed erosion due to changing boundary conditions: performance of a protective measure. *IAHS Publ. N. 364 -Evolving Water Resources Systems: Understanding, Predicting and Managing Water-Society Interactions*.
- Wilson, C.A.M.E., Boxall, J.B., Guymer, I., Olsen, N.R.B. 2003. Validation of a three-dimensional numerical code in the simulation of pseudo-natural meandering flows. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 129(10): 758-768.

ANALYSIS OF TURBULENT FLOW IN MEANDERING CHANNEL

Maryam Dallali ¹, Santiago Lopez Castano ², Ana Maria Ferreira da Silva ³, Andrew Pollard ⁴ & Vincenzo Armenio ⁵

(1), (2), (5) Department of Engineering and Architecture, Università di Trieste; (3) Department of Civil Engineering, Queen's University, Canada; (4) Department of Mechanical and Materials Engineering, Queen's University, Canada.

KEY POINTS:

- A numerical model is presented to investigate the flow field in two sine-generated meandering channels.
- The super-elevation of water surface, which is driven by secondary motion in the meandering channel, is considered in the numerical model.
- The flow pattern shows the importance of channel curvature and free-surface dynamics in the turbulent meandering flow.

1 INTRODUCTION

Flow in meandering rivers is a wide research field ranging from river engineering to fluid mechanics and fluvial geomorphology. The curvature-induced secondary motion in the flow domain, which is the most typical feature of meandering channel flow, depends on turbulence. This secondary current removes the eroded material from the concave banks, transports it across the channel, and deposits it on the convex banks.

Although many theoretical and laboratory experiments have been carried out to study river flows, some aspects of physical mechanisms which are closely related to the turbulence structure of flow, are still not well understood. Recently several numerical models have been developed to unravel the three-dimensional flow pattern in meandering channel (Van Balen *et al.*, 2009, Moncho-esteve *et al.*, 2010, Stoesser *et al.*, 2010, Constantinescu *et al.*, 2011). It should be noted that in most of the aforementioned numerical studies, the rigid-lid assumption was applied for the water surface treatment, which is justified as the Froude number is small enough ($Fr < 0.4$).

The present study aims to gain insight into the influence of channel curvature on turbulent flow, employing the Large Eddy Simulation (LES) methodology. In agreement with the conditions present in natural streams, the channel center-line is idealized as a sine-generated curve, characterized by a downstream variation in curvature, and the stream width-to-depth ratio is large. Moreover, the presence of the free surface which moves according to the actual flow field conditions is considered. Analysis of the numerical results is carried out on the basis of time-averaged velocity fields. Furthermore, to provide an accurate description of the mean flow, this work enables the characterization of the cross-circulatory motion in channel domain.

2 NUMERICAL METHOD

In the present study, a LES code (LES-COAST) has been used to solve the 3-dimensional Navier-Stokes equations for incompressible flows. The small dissipative scales are modelled by means of a sub-grid-scale (SGS) closure. Scale separation is mathematically carried out applying a low-pass filter to the governing equations.

The filtered form of the conservation equations in the Cartesian framework reads as:

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0, \quad (1)$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}_i \bar{u}_j}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho_0} \Pi - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j \partial x_j} - \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j}. \quad (2)$$

Where the over-bar symbol “-” denotes filtering operation by the LES methodology, $u_i (i = 1, 2, 3)$ are the velocity components in the streamwise, wall-normal and spanwise directions. Π is an imposed pressure gradient driving the flow, p is pressure, ρ_0 is fluid density and ν is fluid kinematic viscosity. The effects of unresolved velocity field to the resolved large scales of motion is accounted for in τ_{ij} . The SGS stresses (τ_{ij}) are modelled using a Lagrangian version of dynamic Smagorinsky model (for details see *Armenio and Piomelli, 2000*).

The LES code uses a semi-implicit fractional step algorithm, accurate to second order both in space and time; with the Adams-Bashforth method for explicit terms and the Crank-Nicholson method for implicit terms. A spatial discretization is carried out using the second-order centered finite differences (*Kim and Moin, 1985 & Zang et al., 1994*).

The computational domains were constructed based on the laboratory study carried out by *Binns, 2012* in two sine-generated channel having initial deflection angles $\theta_0 = 45^\circ$ and 95° with a rectangular cross-section. The hydraulic conditions of tests (*Binns, 2012*) are summarized in Table 1, in which h_{av} is the flow depth, S_c is bed slope along the channel center-line, u_{av} is channel averaged flow velocity, Re is flow Reynolds number and Fr is Froude number.

The computations were performed on a very high-resolution grid consisting of $560 \times 64 \times 128$ cells in streamwise, wall-normal and spanwise directions, respectively. No-slip boundary condition is used for the bed and side walls. The periodic boundary condition is assumed only in streamwise direction. The free-surface is treated according to the linear theory, applying the kinematic and dynamic boundary conditions to the horizontal plane representing the flow surface in hydrostatic conditions.

Run	θ_0	$h_{av}[cm]$	S_c	$u_{av}[m/s]$	B/h	Re	Fr
Case 1	45°	2.01	1/130	0.32	14.9	6438	0.72
Case 2	95°	2.02	1/130	0.29	14.9	5839	0.65

Table 1. Hydraulic conditions of experimental tests ($B = 0.3$ [m]).

3 RESULTS AND DISCUSSION

After reaching a statistically steady condition, the simulation has been run for about 40 non-dimensional time units based on the channel averaged velocity u_{av} and the channel length to accumulate statistics. The time-averaged streamwise velocity profiles are shown in Figure 1, along the channel, close to the channel top surface. The figure shows how the streamwise velocity varies along the bend due to the effect of centrifugal forces. Figure 1 (a) (45° meandering channel) shows that the highest velocity appears just before the apex of the bend in the inner bank, consistently with the flow field measured by *da Silva, 1995* in case of small deflection angle.

For the 95° meandering channel, the general trend of the streamwise velocity is found to be different from the previous case. According to *da Silva, 1995*, for sufficiently large values of initial deflection angle ($\theta_0 = 95^\circ$), the maximum velocity is located in the inner bank region approximately close to the crossover. Figure 1 (b) reveals a shift of maximum velocity location backwards to the crossover points. Noteworthy is the fact that the velocity magnitude in the inner bank constantly decreases throughout the region between two crossovers (outgoing flow). This indicates the importance of considering the presence of the free surface in the numerical model.

The generation of secondary flows in the meandering channel is mainly controlled by the centrifugal force and the lateral component of flow. For further investigation of the flow field, the computed cross-secondary velocity vectors and streamwise velocity contours are presented for both cases in the apex section. The numerical results of cross sectional view are plotted every 3rd grid point. The sinuosity has a dominant

effect on the secondary flow pattern. The intensity of secondary motion at apex section in 95° channel is larger than that of 45° channel.

The location of maximum streamwise velocity varies from one channel to another. In 45° case, the maximum velocity location is detected at the inner bank of the bend. As the sinuosity increases (95° channel), the maximum velocity region in apex section moves toward the channel centre. In general, the numerical data indicate a shift in the location of the much stronger secondary motion and maximum streamwise velocity along the bend as a result of sinuosity change.

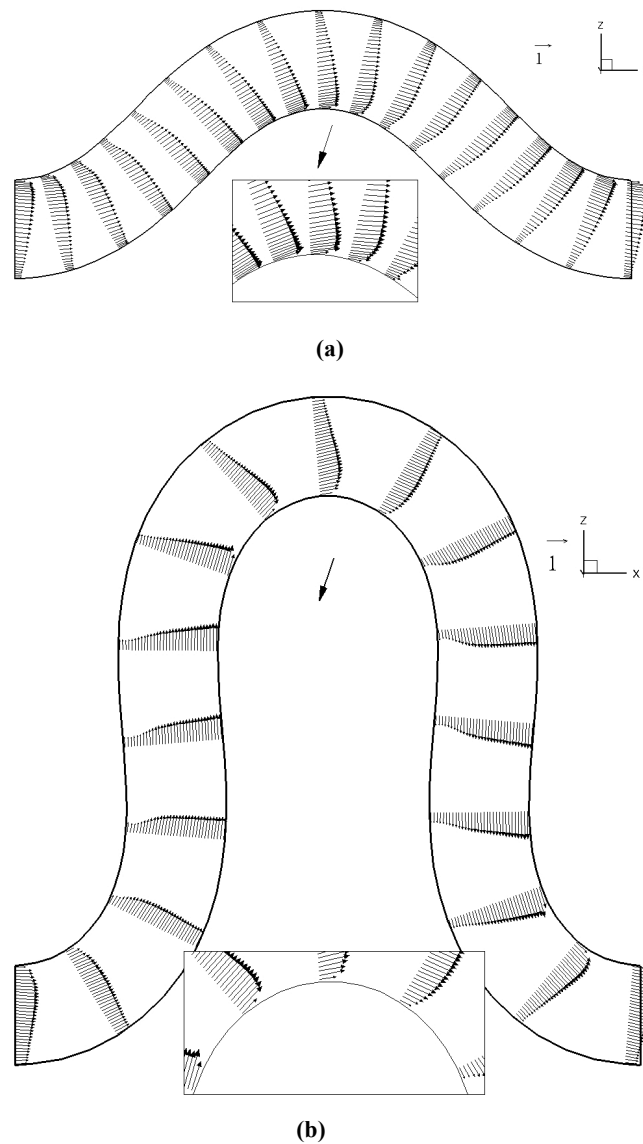


Figure 1. Pattern of streamwise velocity scaled with averaged velocity u_{av} along the meandering channel.

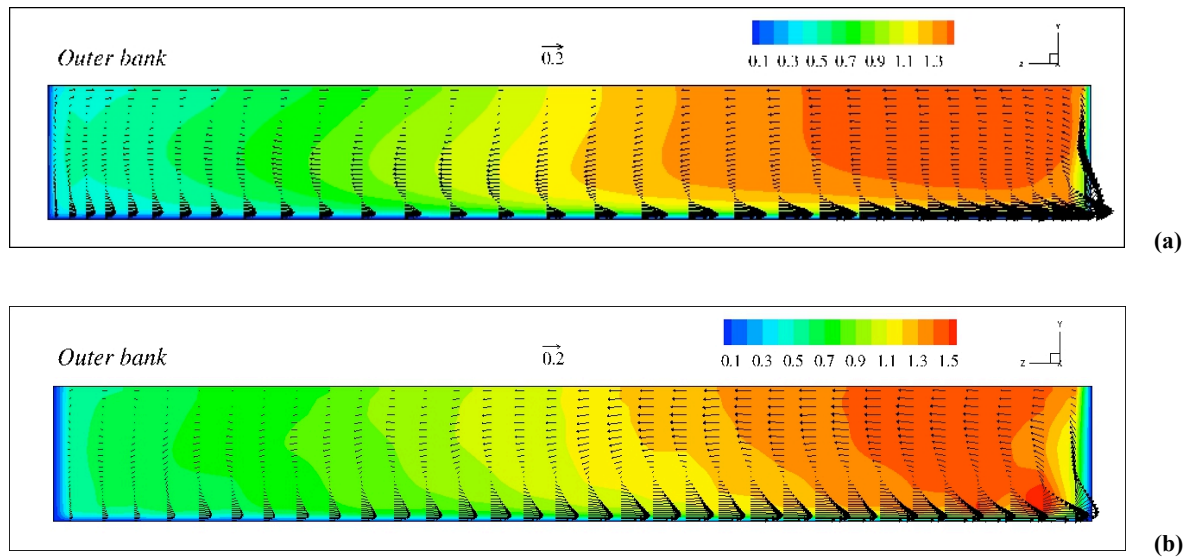


Figure 2. Secondary motion pattern and streamwise velocity contour plot in apex cross-section for (a) 45° and (b) 95° meandering channels.

REFERENCES

- Armenio, V. and Piomelli, U.. A lagrangian mixed subgrid-scale model in generalized coordinates. *Flow, Turbulence and Combustion*, 65(1):51-81, 2000. ISSN 13866184.
- Binns, A. D., Nature and time-scale of bed morphological adjustments toward equilibrium in meandering streams: an experimental study. PhD thesis, Queen's University, Kingston, Canada, 2012.
- Constantinescu, G., Koken, M. and Zeng, J., The structure of turbulent flow in an open channel bend of strong curvature with deformed bed: insight provided by detached eddy simulation. *Water Resources Research*, 47(5): W05515, May 2011. ISSN 0043-1397.
- da Silva, A. M. F. Turbulent flow in sine-generated meandering channels. PhD thesis, Queen's University, 1995.
- Kim, J., & Moin, P. (1985). Application of a fractional-step method to incompressible Navier-Stokes equations. *Journal of Computational Physics*, 59(2), 308–323.
- Moncho-esteve, I., Palau-salvador, G., Shino, K. and Muto, Y., Turbulent structures in the flow through compound meandering channels. *River flow conference*, 2010.
- Stoesser, T., Ruether, N. and Olsen, N. R. B., Calculation of primary and secondary flow and boundary shear stresses in a meandering channel. *Advances in Water Resources*, 33(2):158-170, Feb. 2010. ISSN 03091708.
- Van Balen, W., Uijttewaalt, W. S. J. and Blanckaert, K., Large-eddy simulation of a mildly curved open-channel flow. *Journal of Fluid Mechanics*, 630:413, July 2009. ISSN 0022-1120.
- Zang, Y., Street, R. L. and Koseff, J. R., A non-staggered grid, fractional step method for time-dependent incompressible navier-stokes equations in curvilinear coordinates. *Journal of Computational Physics*, 114(1):18-33, Sept. 1994. ISSN 00219991.

RICOSTRUZIONE MORFOLOGICA E COMPORTAMENTO IDRODINAMICO DELLA LAGUNA DI VENEZIA NEL XVII SECOLO

Laura Tommasini¹, Andrea D'Alpaos¹, Luca Carniello², Luigi D'Alpaos² & Andrea Rinaldo^{2,3}

(1) Dipartimento di Geoscienze, Università di Padova; (2) Dipartimento ICEA, Università di Padova; (3) Laboratory of Ecohydrology (ECHO), IEE, ENAC, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland.

ASPETTI CHIAVE

- Ricostruzione morfologica e batimetrica della laguna di Venezia del 1600
- Leggi morfometriche e legge di O'Brien Jarrett Marchi (OBJM)
- Modellazione numerica del comportamento idrodinamico di diverse configurazioni storiche della laguna di Venezia

1 INTRODUZIONE

La ricostruzione morfologica e batimetrica di configurazioni storiche della laguna di Venezia è di grande rilievo per analizzare il comportamento idrodinamico della laguna stessa in epoche storiche diverse. Ricostruzioni di questo tipo sono inoltre importanti per formulare modelli per la previsione dell'evoluzione morfologica a lungo termine di ambienti lagunari e per la comprensione dell'incidenza degli interventi antropici in ambienti in continua evoluzione.

Con questo studio si è voluto estendere l'arco temporale delle batimetrie disponibili ricostruendo la laguna di Venezia come si presentava nel XVII secolo, partendo dalla mappa storica redatta da Sebastiano Alberti nel 1611, anno della prima conterminazione lagunare. Ad oggi, infatti, la più antica batimetria è quella relativa alla mappa storica redatta dal Capitano Augusto Dénaix tra il 1809 e il 1811, che è la prima mappa in cui sono presenti rilievi batimetrici, anche se limitati ai soli canali principali. Nella mappa dell'Alberti non sono disponibili informazioni altimetriche, ma sono ben identificabili a livello planimetrico le diverse strutture morfologiche caratteristiche della laguna: barene, bassifondi, canali, ghebi e chiari. Partendo dalle sole informazioni planimetriche si è ricostruita la morfologia della laguna di Venezia dell'epoca storica considerata.



Figura 1. Carta storica redatta da Sebastiano Alberti nel 1611 coincidente con l'anno della prima conterminazione lagunare.

Grazie alla ricostruzione batimetrica si è potuto riprodurre il reticolo di calcolo dell'area oggetto di studio e con questo effettuare delle simulazioni idrodinamiche e confrontare i risultati ottenuti con quelli di altre configurazioni della laguna del passato (1810) ed attuale.

2 METODI E MODELLI

Una delle relazioni più semplici per descrivere la morfologia dei canali è il rapporto larghezza-profondità

(Marani *et al.*, 2002; Solari *et al.*, 2002), fattore fondamentale per la caratterizzazione tridimensionale dei canali lagunari (D'Alpaos *et al.*, 2005). Nella laguna di Venezia sono state condotte numerose osservazioni di campo (Marani *et al.*, 2002) dalle quali si evince che il rapporto larghezza-profondità per i canali che innervano le barene è generalmente minore rispetto a quello dei canali sui bassifondi. Questo differente comportamento potrebbe dipendere dalla presenza della vegetazione, dall'idrodinamica e dalla percentuale di sedimenti coesivi che influenzano i processi di erosione nei canali in barena. Lo studio di questa relazione è molto importante perché consente di conoscere la profondità del canale, essendo nota solo la larghezza del canale, ad esempio da immagini aeree o satellitari (Lanzoni & D'Alpaos, 2015).

Un'altra relazione importante per lo studio della morfologia lagunare è la legge di O'Brien-Jarrett-Marchi -- OBJM (O'Brien, 1931; Jarrett, 1976; Marchi, 1990; D'Alpaos *et al.*, 2009). Si tratta di un'equazione empirica che lega l'area della sezione trasversale della bocca di porto, Ω , con il prisma della massima marea astronomica, P :

$$\Omega = kP^\alpha \quad (1)$$

dove k e α sono due costanti (essendo α molto prossimo al valore 6/7 ottenuto per via teorica da Marchi, 1990). Questa relazione sintetizza il complesso comportamento di causa ed effetto tra la morfologia dei canali e i flussi di marea che modellano sia le sezioni alle bocche sia le sezioni interne della rete di canali che innerva la Laguna.

Per condurre le simulazioni numeriche e studiare il comportamento idrodinamico della Laguna del XVII secolo, e in aggiunta confrontarlo con quello che caratterizza le successive configurazioni storiche, è stato utilizzato un modello idrodinamico basato su uno schema numerico bidimensionale semi-implicito agli elementi finiti, particolarmente adatto nel caso di domini dalla morfologia complessa come la laguna di Venezia (D'Alpaos & Defina, 1993, 2007; Defina, 2000).

3 RISULTATI E COMMENTI

Dopo la georeferenziazione e la digitalizzazione della mappa storica, per la quotatura della Laguna del 1600 e quindi del reticolo di calcolo corrispondente, si sono condotti ragionamenti di tipo diverso a seconda della struttura morfologica considerata.

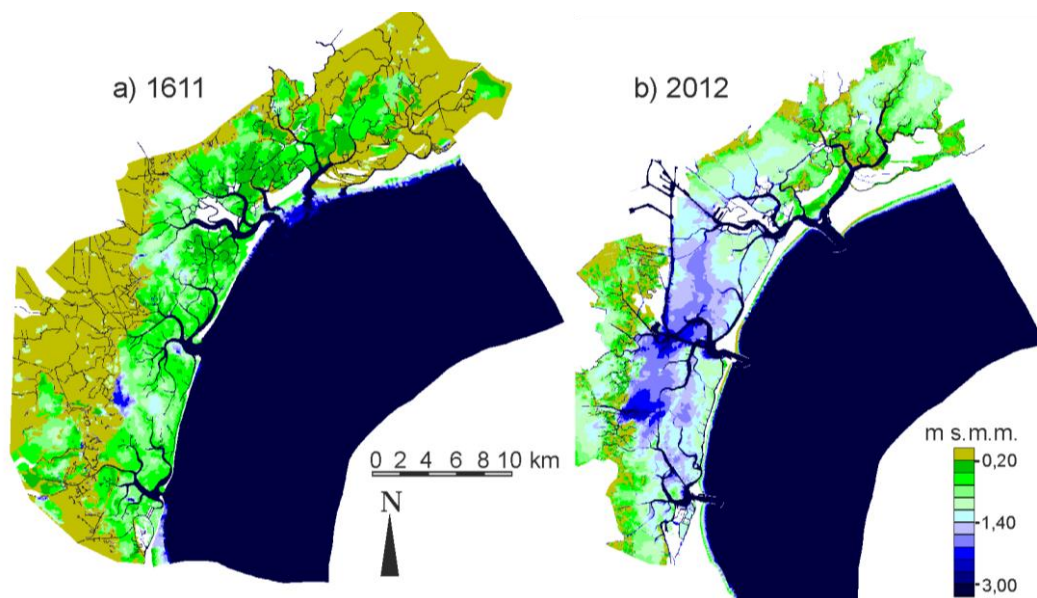


Figura 2. Rappresentazione con scala a colori della batimetria della laguna di Venezia come si presentava ai tempi dell'Alberti (a) e come si presenta oggi (b).

Per la quotatura dei canali si sono approfondite ed integrate le relazioni morfometriche già presenti in letteratura, aggiungendo ai dati disponibili per laguna attuale derivanti da misure in situ (Marani *et al.*, 2002) e da modelli numerici (Lanzoni & D'Alpaos, 2015), quelli ricavati dai reticoli della laguna di Venezia del

2012 (Figura 2b) e del 1810. A partire dai dati di larghezza (B) e profondità (D) in diverse sezioni si è ricavata una relazione che rappresenta il rapporto esistente tra queste due grandezze:

$$D = \frac{B}{aB^2 + bB + c} \quad (2)$$

dove $a = -0.0001365$, $b = 0.1646$, $c = 4.538$. Grazie all'equazione (2) si sono potuti quotare tutti i canali lagunari della Laguna del 1611 una volta ricavata, dalla mappa, la relativa larghezza.

Per determinare la quota dei bassifondi si sono considerati due contributi: l'innalzamento del livello del medio mare tra il 1611 e il 1810 e il contributo della deposizione dovuto all'arretramento dei margini delle barene dal 1611 al 1810. In seguito all'arretramento dei margini barenali vengono resi disponibili sedimenti che possono parzialmente compensare i processi di eustatismo e subsidenza. L'innalzamento del medio mare tra il 1611 e il 1810 è stato valutato pari a 0.53 mm/anno (Carbognin *et al.*, 2004; Faivre *et al.*, 2013), mentre l'incremento netto di quota dei bassifondi è stato valutato pari a 11 cm assumendo che i sedimenti erosi dai margini barenali venissero tutti trattenuti all'interno del bacino lagunare e uniformemente ridistribuiti sui bassifondi.

Per la quotatura delle bocche di porto è stata applicata la legge di OBJM verificandone in un primo momento la validità per le sezioni del reticolo della Laguna del Dénaix ($k = 1,56 \times 10^{-3} \text{ m}^{2-3\alpha}$, $\alpha = 6/7$) (Figura 3) e calcolando il prisma di marea della Laguna dell'Alberti sottraendo al prisma del 1810 il volume delle barene perse tra il 1800 e il 1600. Alle barene, infine, è stata assegnata una quota costante pari a 0.25 m e per il mare antistante è stata utilizzata la stessa configurazione batimetrica del Dénaix (Figura 2a).

Il reticolo di calcolo così ottenuto è stato utilizzato per effettuare dapprima delle simulazioni volte a stimare la correttezza della procedura, e successivamente alcune analisi per confrontare il comportamento idrodinamico della laguna del 1611 con quello della Laguna attuale e della Laguna del 1810. La bontà della procedura utilizzata per la quotatura del reticolo di calcolo è stata quindi verificata sulla base della nota legge di potenza che lega l'area liquida della sezione trasversale al prisma di marea. I risultati delle simulazioni hanno infatti permesso di dimostrare che la legge OBJM è rispettata anche per i canali interni della Laguna dell'Alberti ($k = 1,38 \times 10^{-3} \text{ m}^{2-3\alpha}$, $\alpha = 6/7$) (Figura 3) che erano stati quotati sulla base della legge morfometrica che lega la larghezza e la profondità dei canali.

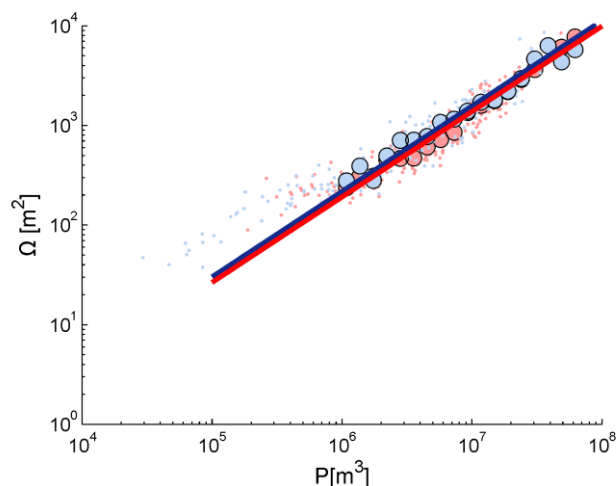


Figura 3. Legge di OBJM (equazione 1) per i canali interni della laguna dell'Alberti (linea rossa) e della laguna del Dénaix (linea blu).

I risultati delle simulazioni effettuate utilizzando una marea sinusoidale di riferimento evidenziano, inoltre, il diverso comportamento delle lagune storiche rispetto a quella attuale. Da queste prime analisi si può affermare che nella Laguna dell'Alberti, come nella Laguna del Dénaix (D'Alpaos, 2010), il fenomeno della propagazione della marea era dominato dalle forze dissipative, legate alle resistenze al moto incontrate dalle correnti nel penetrare fino ai margini della conterminazione, e nettamente preponderanti rispetto alle forze inerziali. Di questi caratteri la Laguna attuale conserva ben poco, registrandosi la netta prevalenza dei

fenomeni inerziali, che tendono, in alcuni casi, ad amplificare i colmi nella loro propagazione (Figura 4b). In altri casi, ad esempio nella Laguna settentrionale, dove la conformazione morfologica è rimasta articolata, ancor oggi i colmi, propagandosi, tendono a ridurre i loro livelli massimi, sia pure in misura meno pronunciata di quanto non avvenga per le due Lagune storiche (Figura 4a).

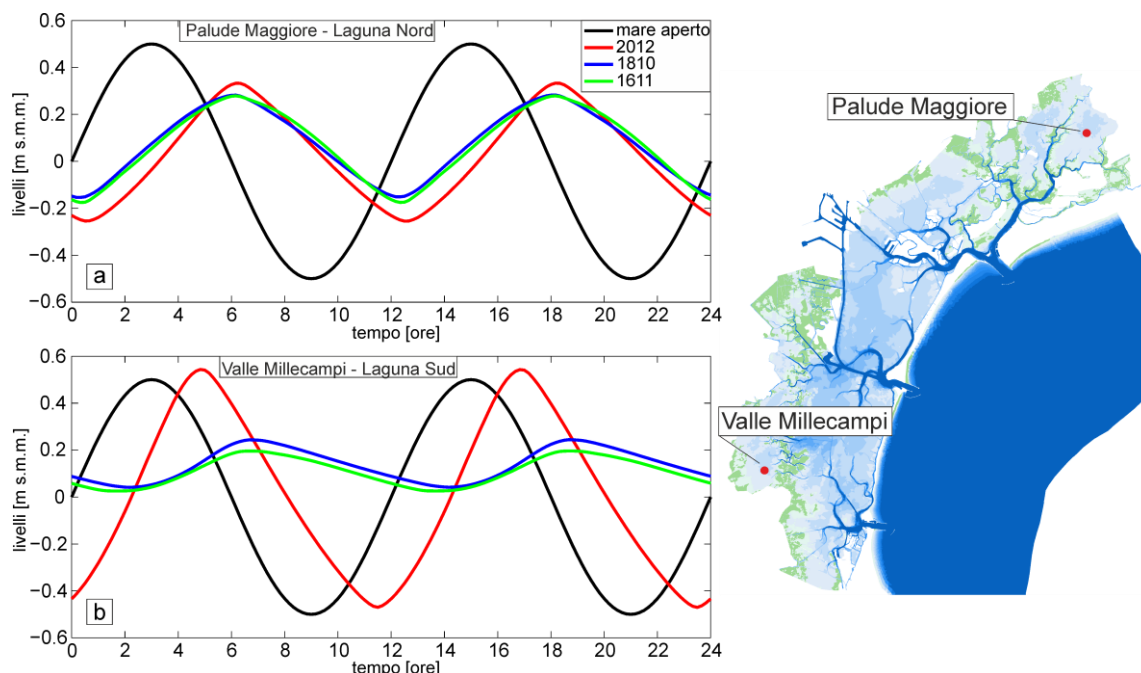


Figura 4. Andamento dei livelli per la marea di riferimento considerata nelle configurazioni esaminate. Palude Maggiore (a) e Valle Millecampi (b).

Il reticolo così creato è un passaggio fondamentale per l'analisi dell'evoluzione morfologica della laguna di Venezia. Lo studio svolto ha permesso infatti di ampliare l'arco temporale delle configurazioni storiche disponibili e quindi di poter approfondire il comportamento idrodinamico e morfodinamico della Laguna nel passato utile anche per migliorare i modelli di evoluzione a lungo termine.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Carbognin, L., Teatini, P., & Tosi, L. Eustacy and land subsidence in the Venice lagoon at the beginning of the new millenium. *Journal of Marine System*, 2004, 51(1) 345-353.
- D'Alpaos, A., Lanzoni, S., Marani, M., Fagherazzi, S., & Rinaldo, A. Tidal network ontogeny: Channel initiation and early development, *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 2005, 110(F2).
- D'Alpaos, A., Lanzoni, S., Marani, M., & Rinaldo A. On the O'Brien-Jarrett-Marchi law, *Rendiconti Lincei*, 2009, 20(3), 225–236.
- D'Alpaos, L. & Defina, A., Venice lagoon hydrodynamics simulation by coupling 2d and 1d finite element models, *Proceedings of the 8th Conference on Finite Elements in Fluids. New trends and Applications*, pp.917–926, 1993.
- D'Alpaos, L. & Defina, A., Mathematical modeling of tidal hydrodynamics in shallow lagoons: A review of open issues and applications to the Venice lagoon, *Computers & Geosciences*, 2007, 33(4), 476–496.
- D'Alpaos, L., Fatti e misfatti di idrodinamica lagunare - breve storia idraulica della laguna di Venezia, Istituto Veneto di SS.LL.AA., 2010.
- Defina, A., Two-dimensional shallow flow equations for partially dry areas, *Water Resources Research*, 2000, 36(11), 3251–3264.
- Faivre, S., Bakran-Petricoli, T., Horvatinčić, N., & Sironić, A. Distinct phases of relative sea level changes in the central Adriatic during the last 1500years—influence of climatic variations?, *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*, 2013, 369, 163-174.
- Jarrett, J. T., Tidal prism-inlet area relationships, No. WES-GITI-3, Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 1976.
- Lanzoni, S. & D'Alpaos, A. On funneling of tidal channeling, *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 2015, 120, 433–452.
- O'Brien, M. P. Estuary tidal prisms related to entrance areas, *Civil Engineering*, 1931, 1(8), 738–739.
- Marani, M., Lanzoni, S., Zandolin, D., Seminara, G. & Rinaldo, A. Tidal meanders, *Water Resources Research*, 2002, 38(11), 1225-1233.
- Marchi, E. Sulla stabilità delle bocche lagunari a marea, *Rendiconti Lincei*, 1990, 1(2), 137 – 150.
- Solari, L., Seminara, G., Lanzoni, S., Marani, M., & Rinaldo, A. Sand bars in tidal channels part 2. Tidal meanders, *Journal of Fluid Mechanics*, 2002, 451, 203–238.

ENERGY DISSIPATION AT HYDRAULIC JUMPS

Michele Palermo¹ & Stefano Pagliara²

(1) Università di Pisa - Dipartimento di Ingegneria dell'Energia, dei Sistemi, del Territorio e delle Costruzioni; (2) Università di Pisa - Dipartimento di Ingegneria dell'Energia, dei Sistemi, del Territorio e delle Costruzioni

KEY POINTS

- This paper focuses on the analysis of the hydraulic jump occurring on both fixed rough bed and movable stilling basin.
- Energy dissipation process is analyzed for hydraulic jumps occurring on fixed rough beds. The dissipative mechanism is discussed and compared with that occurring on smooth beds.
- Energy dissipation analysis is extended to hydraulic jumps occurring downstream of grade-control structures in the presence of movable stilling basin.

1 INTRODUCTION

Hydraulic jump is a phenomenon which has been largely studied in the last years, because of its practical importance. In fact, it can occur in correspondence with several anthropic structures and can cause significant damages if it is not properly controlled. Namely, it dissipates a huge amount of flow energy, but, at the same time, it can undermine structure stability, as, in the presence of movable beds, considerable scour processes can take place.

The well-known Belanger equation was widely adopted in order to estimate the conjugate depth ratio, but it is characterized by significant limitations. Namely, it was developed under some restricting hypotheses. In particular, Belanger analyzed the hydraulic jump occurring on a smooth horizontal channel, therefore neglecting the effect of shear stresses on the hydraulic jump properties. In terms of conjugate depth ratio, the presence of a rough bed deeply modifies the flow velocity profiles and consequently the water depth, resulting in a significant reduction of the conjugate depth ratio (*Hughes & Flack, 1984; Carollo et al., 2007; Pagliara et al., 2008; Pagliara & Palermo, 2015*). Also the energy dissipation results to be affected by the bed roughness. Namely, the presence of a rough bed contributes to modify the dissipative mechanism, resulting in an increase of the energy dissipation.

A more complex scenario is that occurring in the presence of a hydraulic jump which can take place downstream of a hydraulic structure in a movable stilling basin. In this last case, both the conjugate depth ratio and the energy dissipation are deeply influenced by the erosive phenomenon. Namely, the presence of the scour hole modifies the flow pattern, forcing the hydraulic jump to occur downstream of the structure toe. In particular, depending on the inflow conditions, two different types of hydraulic jump can occur downstream of a block ramp, which is a eco-friendly hydraulic structure largely used for river restoration. The two hydraulic jump types were termed F_{MB} (free jump in mobile bed) and S_{MB} (submerged jump in mobile bed) by *Pagliara & Palermo (2010)*. F_{MB} is characterized by a clock-wise flow circulation which transports the bed material both upstream and downstream the scour hole, whereas S_{MB} is characterized by a counter clock-wise flow circulation, resulting in a sediment transport directed only downstream. A comprehensive description of all the hydraulic jump properties was furnished by *Pagliara & Palermo (2008a,b), Pagliara et al. (2009, 2011, 2012), Pagliara & Palermo (2011, 2012, 2013)*, both in the presence of uniform and non-uniform stilling basin materials.

Nevertheless, the energy dissipation process still is an open issue for both the mentioned configurations, i.e., fixed rough beds and movable stilling basins. This paper aims to furnish some insights which can clarify the effect of the channel configuration on the dissipative mechanism, by comparing the relative energy dissipation for hydraulic jumps on smooth beds with that relative to hydraulic jumps occurring on both rough fixed beds and movable stilling basins, for the same inflow conditions.

2 EXPERIMENTAL SET-UP

The analysis of the dissipative process is conducted for both rough fixed beds and movable stilling basins

downstream of a block ramp. Namely, in the first case, different bed materials were glued on the bottom of the channel in order to test the effect of different relative roughness d_{50}/k , where d_{50} is the average diameter of the base material and k the critical depth. In particular, four different uniform bed materials were tested, whose mean diameter varies from 6.26 mm to 30.62 mm. Additional tests were conducted on smooth beds, in order to validate the theoretical relationship by which it is possible to estimate the relative energy dissipation $(E_1 - E_2)/E_1$, where E_1 and E_2 are the total energy heads at the sections 1 and 2, i.e., upstream and downstream section of the hydraulic jump, respectively.

Furthermore, other tests were conducted in the presence of a block ramp followed by a movable stilling basin. Figure 1 reports two pictures of a test conducted in the presence of a movable stilling basin. Namely, tests were conducted varying the block ramp slope i (i.e., $i=0.125, 0.167, 0.25$). Four stilling basin materials were adopted (both uniform and non-uniform), whose average diameter $d_{50}=5.75$ mm, 5.32 mm, 5.00 mm and 6.92 mm and non-uniformity coefficient $\sigma=(d_{84}/d_{16})^{0.5}=1.17, 1.77, 2.77$, and 1.79, respectively. In all the tests, F_{MB} jump type occurred.

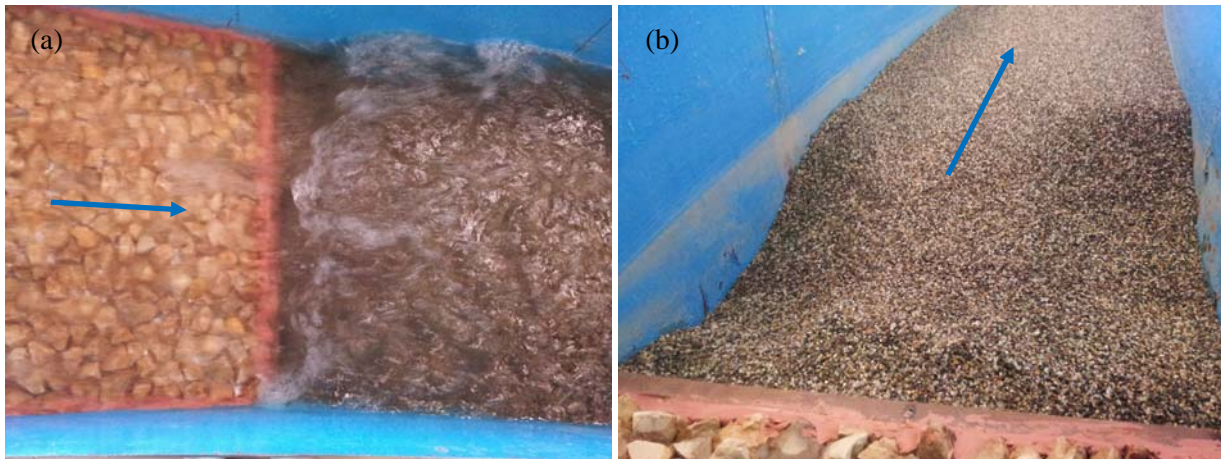


Figure 1. Picture of (a) a hydraulic jump occurring downstream of a block ramp and (b) equilibrium scour morphology.

3 RESULTS AND DISCUSSION

A preliminary analysis was conducted in order to confirm the validity of the following theoretically derived eq. (1), by which it is possible to estimate the relative energy dissipation $(E_1 - E_2)/E_1$ in the case of a hydraulic jump occurring on a horizontal rectangular smooth channel. The filled circle points, reported in Figure 2a along with the plot of eq. (1), show that the theoretical equation estimates experimental data very well. Note that in the mentioned figure, $(E_1 - E_2)/E_{1meas}$ represents the measured relative energy dissipation and F_1 is the Froude number at the upstream section of the hydraulic jump.

$$\frac{E_1 - E_2}{E_1} = \frac{3 - \sqrt{1 + 8F_1^2} + F_1^2 \left[1 - 4 \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)^2 \right]}{2 + F_1^2} \quad (1)$$

It is worth noting that the non-dimensional energy dissipation can be expressed as only function of the Froude number F_1 , and it is a monotonic increasing function of F_1 . In the presence of rough beds, the dissipative mechanism is influenced by the bed roughness. Namely, according to *Ead & Rajaratnam* (2002), the bed shear stresses increase with the relative roughness d_{50}/k , thus contributing to modify the velocity profiles. The energy dissipation increases as the bed roughness (or corrugation of the bed, according to the tests performed by *Ead & Rajaratnam*, 2002) acts as depressions in the bed, resulting in a system of turbulent eddies. In the tested range of relative roughness ($0 < d_{50}/k < 0.5$), it was experimentally proven that d_{50}/k contributes to increase the relative energy loss, as shown in Figure 2a, in which the experimental values of the variable $(E_1 - E_2)/E_1$ relative to fixed rough beds are reported and compared with those derived from tests performed on smooth beds.

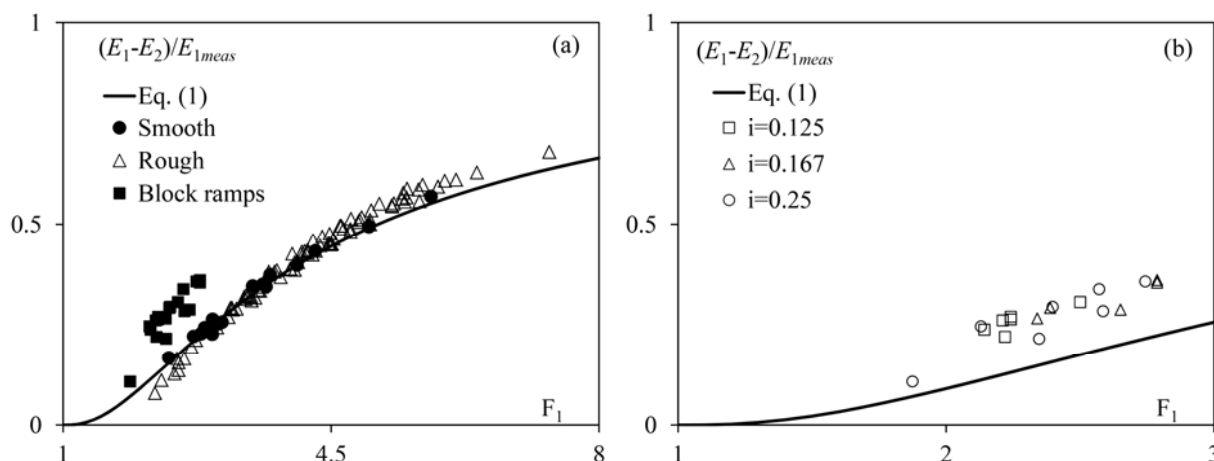


Figure 2. (a) Comparison of relative energy dissipation for all tested configuration, along with the plot of Eq. (1); (b) effect of block ramp slope on the dissipative phenomenon for movable stilling basins.

In the case in which the hydraulic jump occurs in a movable stilling basin (e.g., downstream of a block ramp), the dissipative mechanism is deeply influenced by the scour morphology. Preliminary tests allowed to establish that the effect of σ on the variable $(E_1 - E_2)/E_1$ is negligible, i.e., the non-uniformity of the stilling basin material does not influence the dissipative phenomenon in the tested range of parameters. Nevertheless, the energy dissipation is significantly bigger as shown in Figure 2a, where data relative to all experimental tests conducted in the presence of block ramps with different slopes are plotted along with those obtained in other tested configurations.

Namely, the energy dissipation results to be up to 50 % higher than that obtained for smooth and fixed rough beds for $2 < F_1 < 3.5$, which is the usual range of Froude number variation for such structural typology. In fact, the scour hole acts like a depression in the stilling basin, forcing the hydraulic jump to occur close to the toe structure. Furthermore, the energy flow is partially dissipated in keeping eroded material in suspension inside the scour hole. It is worth noting that the energy dissipation increases if the scour hole becomes deeper, i.e., for higher inflow Froude number. Therefore, the increase in energy dissipation tends to be more significant when F_1 becomes bigger.

Furthermore, the analysis was extended to the effect of block ramp slope on the dissipative process. Figure 2b shows relative energy dissipation data for different block ramp slopes. It is evident that clear distinguished trends cannot be detected, i.e., block ramp slope does not significantly influence the energy dissipation. This is mostly due to the fact that for higher slopes, the scour depth increases, thus contributing to dissipate most of the energy in eroding the stilling basin. Nevertheless, for lower slopes, the scour length is bigger, such as the hydraulic jump length, therefore the dissipative process occurs on a longer extension.

4 CONCLUSIONS

This study reports the results of experimental tests performed to evaluate the energy dissipation at hydraulic jumps in several configurations. Namely, the dissipative process was analyzed for smooth bed, fixed rough beds and movable stilling basins downstream of a block ramp. The comparison of experimental data showed that the relative energy loss slightly increases with bed roughness. Conversely, being same inflow conditions, the relative energy loss significantly increases (up to 50%) if the hydraulic jump occurs in a movable stilling basin. Due to the importance of this phenomenon for hydraulic engineers, further studies are required to better understand the effect of scour hole morphology on hydraulic jump properties.

REFERENCES

- Carollo, F.G., Ferro, V. & Pampalone, V. Hydraulic jump on rough beds, *Journal of Hydraulic Engineering*, 2007, 133(9), 989-999.
Ead, S.A. & Rajaratnam, N. Hydraulic jumps on corrugated beds, *Journal of Hydraulic Engineering*, 2002, 128(7), 656-663.

- Hughes, W.C. & Flack, J.E. Hydraulic jump properties over a rough bed, *Journal of Hydraulic Engineering*, 1984, 110(12), 1755-1771.
- Pagliara, S. & Palermo, M. Scour control downstream of block ramps, *Journal of Hydraulic Engineering*, 2008a, 134(9), 1376-1382.
- Pagliara, S. & Palermo, M. Scour control and surface sediment distribution downstream of block ramps, *Journal of Hydraulic Research*, 2008b, 46(3), 334-343.
- Pagliara, S. & Palermo, M. Influence of tailwater depth and pile position on scour downstream of block ramps, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 2010, 136(2), 120-130.
- Pagliara, S. & Palermo, M. Effect of stilling basin geometry on clear water scour morphology downstream of a block ramp, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 2011, 137(9), 593-601.
- Pagliara, S. & Palermo, M. Effect of stilling basin geometry on the dissipative process in the presence of block ramps. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 138(11), 2012, 1027-1031.
- Pagliara, S. & Palermo, M. Rock grade control structures and stepped gabion weirs: Scour analysis and flow features, *Acta Geophysica*, 2013, 61(1), 126-150.
- Pagliara, S. & Palermo, M. Hydraulic jumps on rough and smooth beds: aggregate approach for horizontal and adverse-sloped beds, *Journal of Hydraulic Research*, 2015, 53(2), 243-252.
- Pagliara, S., Palermo, M. & Carnacina, I. Scour and hydraulic jump downstream of block ramps in expanding stilling basins, *Journal of Hydraulic Research*, 2009, 47(4), 503-511.
- Pagliara, S., Palermo, M. & Carnacina, I. Expanding pools morphology in live-bed conditions, *Acta Geophysica*, 2011, 59(2), 296-316.
- Pagliara, S., Palermo, M. & Carnacina, I. Live-bed scour downstream of block ramps for low densimetric Froude numbers, *International Journal of Sediment Research*, 2012, 27(3), 337-350.
- Pagliara, S., Lotti, I. & Palermo, M. Hydraulic jumps on rough bed of stream rehabilitation structures, *Journal of Hydro-Environment Research*, 2008, 2(1), 29-38.

UN SEMPLICE MODELLO ANALITICO PER LO STUDIO DELL'INTERAZIONE TRA ONDE E CORRENTI

Nicoletta Tambroni¹, Paolo Blondeaux¹ & Giovanna Vittori¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica ed Ambientale, Università di Genova

ASPETTI CHIAVE:

- Il campo di moto indotto dall'azione combinata di onde e correnti è studiato con un approccio di tipo perturbativo, che evita la scomposizione del dominio fluido in strato limite e regione esterna ideale.
- Il modello proposto può essere applicato al caso di onde e correnti che formano angoli arbitrari.
- Il confronto tra risultati analitici e misure di laboratorio valida e supporta l'analisi sviluppata.

1 INTRODUZIONE

In molti ambienti costieri, il trasporto di sedimenti è dovuto dall'azione combinata di onde e correnti. Il moto oscillante indotto dalla propagazione dell'onda contribuisce sostanzialmente a mettere in moto i sedimenti sul fondo. Tuttavia, anche se si può verificare un flusso netto di sedimenti a causa delle correnti stazionarie indotte dalle onde e delle eventuali asimmetrie delle oscillazioni di velocità, il contributo più significativo al trasporto solido è solitamente associato all'azione delle correnti, che trasportano persistentemente i sedimenti nella loro direzione.

L'operazione più delicata nella modellazione del trasporto solido è la valutazione accurata delle tensioni e del moto nello strato limite al fondo. Per questo motivo, sono numerosi i contributi in letteratura volti allo studio del moto nello strato limite generato in prossimità del fondo dall'interazione di un treno di onde con una corrente stazionaria. In particolare, l'attenzione si è incentrata sullo studio del regime di moto turbolento, attraverso l'introduzione di modelli di turbolenza di diversa complessità (Soulby *et al.*, 1993). Le tensioni turbolente sono solitamente valutate introducendo una viscosità turbolenta e utilizzando modelli analitici o approcci numerici dove le caratteristiche della turbolenza dipendono da una o due proprietà scalari della turbolenza che vengono valutate attraverso la soluzione di equazioni di avvezione-diffusione. A tal proposito si ricordano i modelli di Grant & Madsen (1979), Fredsoe (1984), Davies *et al.* (1988) e il più recente lavoro di Olabarrieta *et al.* (2010) in cui vengono presentati e discussi i più recenti contributi allo studio dell'interazione onda-corrente.

Tuttavia, in ambienti poco profondi caratterizzati dalla presenza di sedimenti particolarmente fini sul fondo, concentrazioni significative di sedimenti si trovano anche lontano dal fondo e la conoscenza della distribuzione del campo di moto nell'intera colonna d'acqua è molto importante per la quantificazione del flusso di sedimenti. Quindi, la conoscenza delle caratteristiche del moto indotto all'interazione tra onde e correnti non solo vicino al fondo ma anche lontano da esso risulta fondamentale.

Le indagini sperimentali sull'interazione tra onde e correnti (si veda, tra gli altri, i lavori di Kemp & Simons, 1982, 1983; di Klopman 1994, 1997 ed il lavoro di Umeyama, 2005) mostrano una significativa riduzione della velocità della corrente vicino alla superficie libera quando le onde si propagano nella direzione della corrente e, viceversa, un aumento della velocità della corrente vicino alla superficie libera quando le onde si propagano nella direzione opposta rispetto a quella della corrente. Al fine di studiare teoricamente l'interazione tra onde e correnti, il problema idrodinamico può essere formulato utilizzando sia un approccio di tipo euleriano, sia un approccio di tipo lagrangiano (Dingemans *et al.*, 1996; Groeneweg & Klopman, 1998; Groeneweg & Battjes, 2003). In questo contributo il campo di moto indotto dall'azione combinata di onde e correnti è studiato con un approccio di tipo perturbativo, che evita la scomposizione del dominio fluido in strato limite e regione esterna ideale. Nel paragrafo successivo vengono descritte in maniera sintetica le caratteristiche principali del modello, segue e conclude la memoria una sezione dedicata alla discussione di alcuni risultati. Si rimanda al lavoro di Tambroni *et al.*, (2015) il lettore interessato ai dettagli analitici.

2 BREVE DESCRIZIONE DEL MODELLO

Un rilevante contributo allo studio dell'interazione tra onde e correnti è quello proposto da *Huang & Mei* (2003) attraverso lo sviluppo di un modello in cui le tensioni turbolente sono calcolate introducendo una chiusura algebrica per la quantificazione diretta della viscosità turbolenta in funzione delle caratteristiche del campo moto. Tuttavia, l'analisi di *Huang & Mei* (2003) risulta di difficile applicazione, poiché basata su un approccio di tipo perturbativo, che prevede la separazione del dominio fluido in una regione centrale ideale e in uno strato limite viscoso. Inoltre il modello correla l'ordine di grandezza di alcune quantità, come ad esempio, le velocità d'attrito, la scabrezza al fondo e le componenti del tensore delle tensioni, alla ripidità dell'onda (rapporto tra l'altezza e lunghezza d'onda).

I profili della corrente ottenuti analiticamente vengono confrontati da *Huang & Mei* (2003) con le misure sperimentali di *Kemp & Simons* (1982, 1983) e di *Klopman* (1994), mostrando un buon accordo, anche se gli Autori sono obbligati ad adattare empiricamente i profili teorici ai dati sperimentali nel caso di fondo scabro. Per evitare la scomposizione del dominio fluido in una regione centrale ideale e in strati limite viscosi, si propone un semplice modello, capace di predire il campo di moto generato dall'interazione tra onde e correnti nell'intera colonna d'acqua. In particolare, si considera una regione costiera caratterizzata da un valore costante e finito della profondità e si analizza il campo di moto indotto dalla simultanea presenza di una corrente stazionaria e di un'onda progressiva che si può propagare in direzione concorde o opposta rispetto quella della corrente. L'approccio perturbativo si basa sull'ipotesi che la velocità della corrente stazionaria mediata sulla profondità sia dello stesso ordine di grandezza dell'ampiezza delle oscillazioni di velocità indotte dalla propagazione dell'onda, e che entrambe le velocità siano molto più piccole della celerità dell'onda. Le tensioni turbolente di Reynolds vengono calcolate introducendo il modello di Boussinesq e una viscosità turbolenta che si assume legata alla velocità d'attrito e alla distanza dal fondo e dalla superficie libera. Si noti che la procedura che viene impiegata per risolvere i problemi ai diversi ordini d'approssimazione, li riduce a problemi unidimensionali, la cui soluzione può essere facilmente ottenuta anche per angoli arbitrari tra la direzione di propagazione delle onde e della corrente.

Al minimo ordine d'approssimazione, gli effetti legati all'interazione tra onde e correnti si manifestano solo all'interno dello strato limite a causa del piccolo valore assunto dal rapporto tra spessore dello strato limite e la lunghezza d'onda. Come verrà illustrato nel paragrafo seguente, al secondo ordine d'approssimazione, la presenza dell'onda modifica in modo significativo il profilo verticale della corrente stazionaria.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Al fine d'accertare la capacità del modello di descrivere il campo di moto indotto dalla simultanea presenza di onde e correnti, il modello è stato applicato, imponendo ai valori dei parametri quelli caratterizzanti una serie di esperimenti di laboratorio. In figura 1 è riportato il confronto tra i risultati teorici e le misure raccolte in laboratorio da *Klopman* (1994) nel caso di onde e correnti parallele che si propagano sia nello stesso verso che in verso opposto. Coerentemente con i dati sperimentali, il modello suggerisce che, in prossimità della superficie libera, la componente stazionaria della velocità viene amplificata dalla presenza delle onde, rispetto al caso di pura corrente, quando le onde hanno verso opposto rispetto a quello della corrente, e viceversa, viene ridotta quando le onde hanno verso concorde con la corrente.

Inoltre, la figura 1 mostra che l'accordo tra i risultati analitici e le misure sperimentali non è solo qualitativo ma anche quantitativo, suggerendo che il modello sviluppato può fornire una descrizione affidabile del fenomeno.

Come già anticipato, il modello può essere facilmente applicato anche al caso di onde la cui direzione di propagazione sia arbitrariamente inclinata rispetto alla direzione della corrente. In questo caso il profilo della componente della velocità perpendicolare alla direzione di propagazione dell'onda risulta essere molto simile a quello logaritmico, e l'interazione tra onde e correnti sembra influenzare in modo significativo solo la componente di velocità parallela alla direzione di propagazione dell'onda. Nelle regioni costiere in cui il valore medio nella verticale della componente stazionaria della velocità in direzione perpendicolare alla riva deve annullarsi a causa della presenza della spiaggia, l'interazione tra onde ed eventuali correnti litoranee risulta influenzare il valore del set-up.

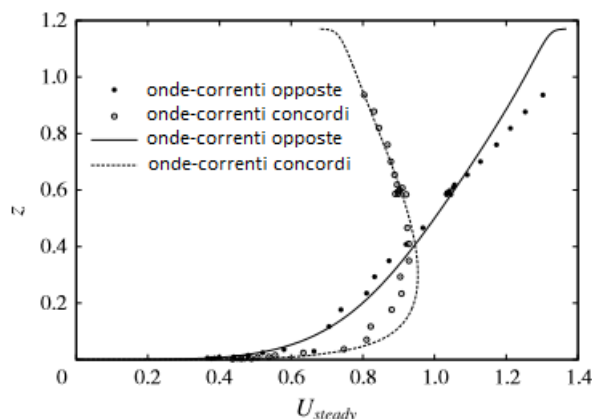


Figura 1. Confronto tra i profili verticali della componente stazionaria della velocità predetti dal modello e quelli misurati da Klopman (1994) (profondità media = 0.5 m, ampiezza d'onda= 6cm, periodo dell'onda=1.44 s). Le quote rispetto al fondo riportate in ordinata sono state adimensionalizzate con la profondità media, mentre i valori della velocità in ascissa sono stati resi adimensionali dividendoli per l'ampiezza delle oscillazioni di velocità indotte dall'onda pura.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Blondeaux, P., Vittori, G., Bruschia, A., Lalli, F. & Pesarino, V., Steady streaming and sediment transport at the bottom of sea waves. *J. Fluid Mech.*, 2012, 697, 115-149.
- Davies, A.G., Soulsby, R.L. & King, H.L.. A numerical model of the combined wave and current bottom boundary layer. *Journal of Geophysical Research*, 1998, 93 (C1), 491-508
- Dingemans, M.W., Van Kester, J.A.Th.M., Radder, A.C. & Uittenbogaard, R.E.. The effect of CL-vortez force in 3D wave-current interaction. *Coastal Engineering: Proc. 25th Intl Conf. ASCE*, 1996, pp. 4821-4832.
- Fredsøe, J. Turbulent boundary layer in wave-current motion. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1984, ASCE 110, 1103-1120.
- Grant, W.D. & Madsen, O.S.. Combined wave and current interaction with a rough bottom. *Journal of Geophysical Research*, 1979, 84 (C4), 1797-1808.
- Groeneweg, J. & Battjes, J. Three-dimensional wave effects on a steady current. *Journal of Fluid Mechanics* 2003, 478, 325-343.
- Groeneweg, J. & Klopman, G. Changes of the mean velocity profiles in the combined wave-current motion in a GLM formulation. *Journal of Fluid Mechanics*, 1998, 370, 271-296.
- Huang, Z. & Mei, C. C. Effects of surface waves on a turbulent current over a smooth or rough seabed. *J. Fluid Mech.*, 2003, 497, 253-287.
- Kemp, P. H. & Simons, R. R. The interaction between waves and a turbulent current: waves propagating with the current. *J. Fluid Mech.*, 1982, 116, 227-250.
- Kemp, P. H. & Simons, R. R. The interaction between waves and a turbulent current: waves propagating against the current. *J. Fluid Mech.*, 1983, 130, 73-89.
- Klopman, G. Vertical structure of the flow due to waves and currents. Tech. rept. H840.32, Part 2. Delft Hydraulics, 1994.
- Klopman, G. Secondary circulation of the flow due to waves and current. Tech. rept. Z2249. Delft Hydraulics, 1997.
- Olabarrieta, M., R. Medina, & Castanedo C. Effects of wave-current interaction on the current profile, *Coastal Engineering*, 2010, 57(7), 643-655
- Saffman, P. G. A model for inhomogeneous turbulent flow. *Proc. Roy. Soc. London A* 1970, 317, 417-433.
- Soulsby, R.L., Hamm, L., Klopman, G., Myrhaug, D., Simons, R.R. & Thomas, G.P. Wave-current interaction within and outside the bottom boundary layer. *Coastal Engineering*, 1993, 21, 41-69.
- Tambroni N., Blondeaux P. & Vittori G., A simple model of wave-current interaction, *J. Fluid Mech.*, 2015, vol. 775, 2015, 328-348.
- Umeyama, M. Reynolds stresses and velocity distributions in a wave-current coexisting environment. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 2005, 131 (5), 203-212.

EFFETTI DELL' EROSIONE DELLE ONDE DA VENTO SULL'EVOLUZIONE MORFODINAMICA DELLA LAGUNA DI VENEZIA NEL CORSO DEGLI ULTIMI DUE SECOLI

Andrea D'Alpaos¹, Luca Carniello², Luigi D'Alpaos² & Andrea Rinaldo^{2,3}

(1) Dipartimento di Geoscienze, Università di Padova; (2) Dipartimento ICEA, Università di Padova.; (3) Laboratory of Ecohydrology (ECHO), IEE, ENAC, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland.

ASPETTI CHIAVE

- I processi di erosione dovuti alle onde generate dal vento possono essere modellati come processi di Poisson
- La frequenza degli eventi in grado di produrre fenomeni erosivi è aumentata negli ultimi due secoli.
- L'intensità dei processi erosivi è considerevolmente aumentata negli ultimi due secoli.

1 INTRODUZIONE

I processi erosivi indotti dal moto ondoso generato dal vento sono tra i principali fattori che regolano l'evoluzione biomorfodinamica dei bacini a marea, sia sul piano verticale sia sul piano orizzontale. La deposizione dei sedimenti, l'erosione indotta dalle onde da vento sui fondali e il tasso di incremento del medio mare relativo determinano la quota di equilibrio delle piattaforme subtidali e dei bassofondali (Fagherazzi *et al.*, 2006; Marani *et al.*, 2010; D'Alpaos *et al.*, 2012). Il delicato bilancio tra la progradazione orizzontale dei sistemi di barena e l'erosione dei loro margini ad opera delle onde determina l'estensione delle superfici di barena e l'arretramento dei loro margini (Möller *et al.*, 1999; Mariotti & Fagherazzi, 2010; Marani *et al.*, 2011). Gli effetti di tali processi risultano particolarmente evidenti nella Laguna di Venezia, che ha subito nei secoli scorsi, e sta ancora subendo, severi processi di erosione che hanno portato al progressivo approfondimento dei fondali lagunari e alla progressiva diminuzione delle superfici di barena. Le quote medie dei fondali sono infatti diminuite da -0.40 m s.m.m. a -1.50 m s.m.m. tra il 1811 e il 2002, mentre l'estensione delle superfici di barena è diminuita da 180 km² a circa 50 km² nello stesso arco temporale, con una riduzione del 70% (D'Alpaos, 2010).

Con l'obiettivo di sviluppare un modello teorico sintetico in grado di descrivere l'effetto dei processi erosivi indotti dalle onde da vento sull'evoluzione morfodinamica a lungo termine dei bacini a marea, in generale, e della Laguna di Venezia, in particolare, si è utilizzato un modello matematico che tiene conto del ruolo delle correnti di marea e delle onde del vento sulla circolazione idrodinamica in bacini poco profondi.

Le analisi sulle caratteristiche spaziali e temporali degli eventi erosivi prodotti da moto ondoso da vento per la configurazione attuale della Laguna di Venezia e per alcune configurazioni degli ultimi due secoli, permettono di ricostruire le tendenze evolutive tipiche della Laguna di Venezia di oggi e del passato, e di fornire delle previsioni su scenari futuri per la Laguna stessa.

2 METODI E MODELLI

Il modello di Carniello *et al.* (2005, 2011) che descrive il moto ondoso da vento e l'idrodinamica (D'Alpaos & Defina, 1993) in bacini a marea poco profondi, è stato applicato a diverse configurazioni della Laguna di Venezia (1810, 1901, 1970, 2003), imponendo come condizioni al contorno, per ciascuna configurazione, livelli di marea orari misurati alla stazione oceanografica del CNR, situata in Adriatico di fronte alla Laguna di Venezia, e velocità e direzioni del vento misurate alla stazione anemometrica di Chioggia per l'anno 2005 (indicato come anno rappresentativo per le caratteristiche del vento nella Laguna di Venezia, la cui configurazione batimetrica per l'anno 2003 è rappresentata in Figura 1). Per ciascuna configurazione considerata, si è analizzato l'andamento nel tempo dello sforzo tangenziale al fondo, τ_{cw} , risultante dall'azione combinata delle maree e delle onde da vento, sulla base del metodo dei picchi sopra soglia (Davison & Smith, 1990), per un fissato valore dello sforzo tangenziale critico, τ_c , ecceduto il quale si innescano i processi erosivi dei fondali.

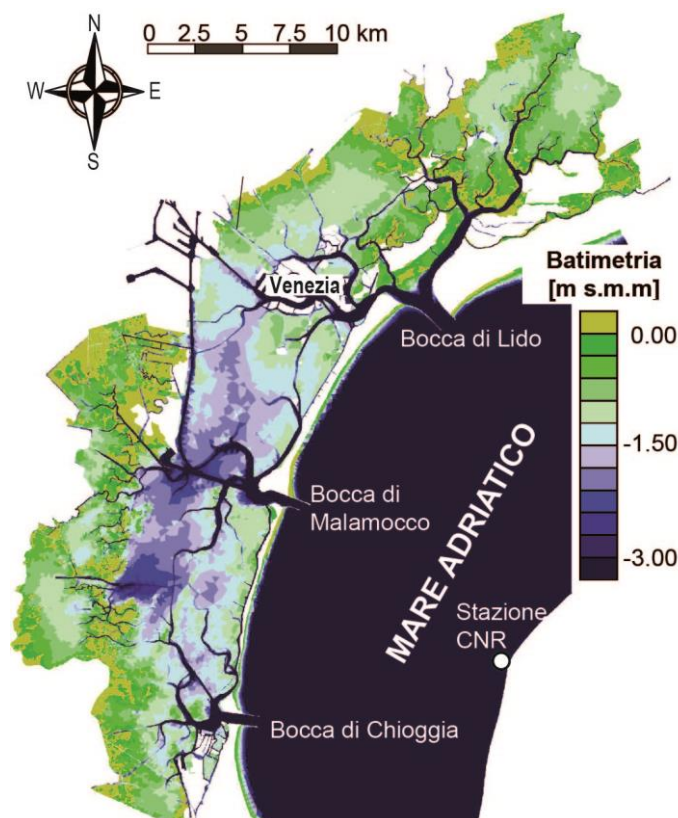


Figura 1. Rappresentazione con scala a colori della batimetria della laguna di Venezia nella configurazione del 2003.

3 RISULTATI E COMMENTI

Le analisi evidenziano che, per ciascuna delle configurazioni, i tempi di interarrivo (tempo che intercorre tra due arrivi consecutivi di eventi che provocano un eccedimento della soglia in un determinato punto della laguna) sulle zone di bassofondale e sulle piattaforme subtidali, sono distribuiti in modo esponenziale, suggerendo quindi la possibilità di descrivere gli eventi erosivi per effetto del moto ondoso come un processo di Poisson. Inoltre, la massima intensità degli eventi di risospensione (definita come la massima intensità in un evento che provochi eccedimento della soglia) e la durata degli eventi stessi (tempo che intercorre tra un attraversamento verso l'alto della soglia e il successivo attraversamento verso il basso) sono variabili aleatorie distribuite in modo esponenziale (D'Alpaos *et al.*, 2013).

Inoltre, dalle analisi emerge che la massima intensità degli eventi di risospensione e la durata degli eventi stessi sono variabili casuali correlate, mentre non c'è correlazione tra i tempi di interarrivo e le durate, e tra i tempi di interarrivo e le intensità. Per quanto riguarda le diverse configurazioni della Laguna negli ultimi due secoli, i risultati delle analisi mostrano che i tempi di interarrivo degli eventi di risospensione sono diminuiti nel tempo, suggerendo quindi un aumento della frequenza degli eventi in grado di produrre fenomeni erosivi (Figura 2). D'altro canto, dai risultati emerge anche che l'intensità dei processi erosivi è considerevolmente aumentata nel tempo.

Le analisi condotte in questo lavoro permettono di esaminare in modo quantitativo i processi erosivi che hanno caratterizzato la laguna di Venezia durante gli ultimi due secoli. I risultati, inoltre, evidenziano l'importante effetto del meccanismo di retroazione positivo tra processi erosivi, approfondimento delle superfici non canalizzate e aumento della frequenza e dell'intensità dei processi di risospensione in grado di produrre erosione.

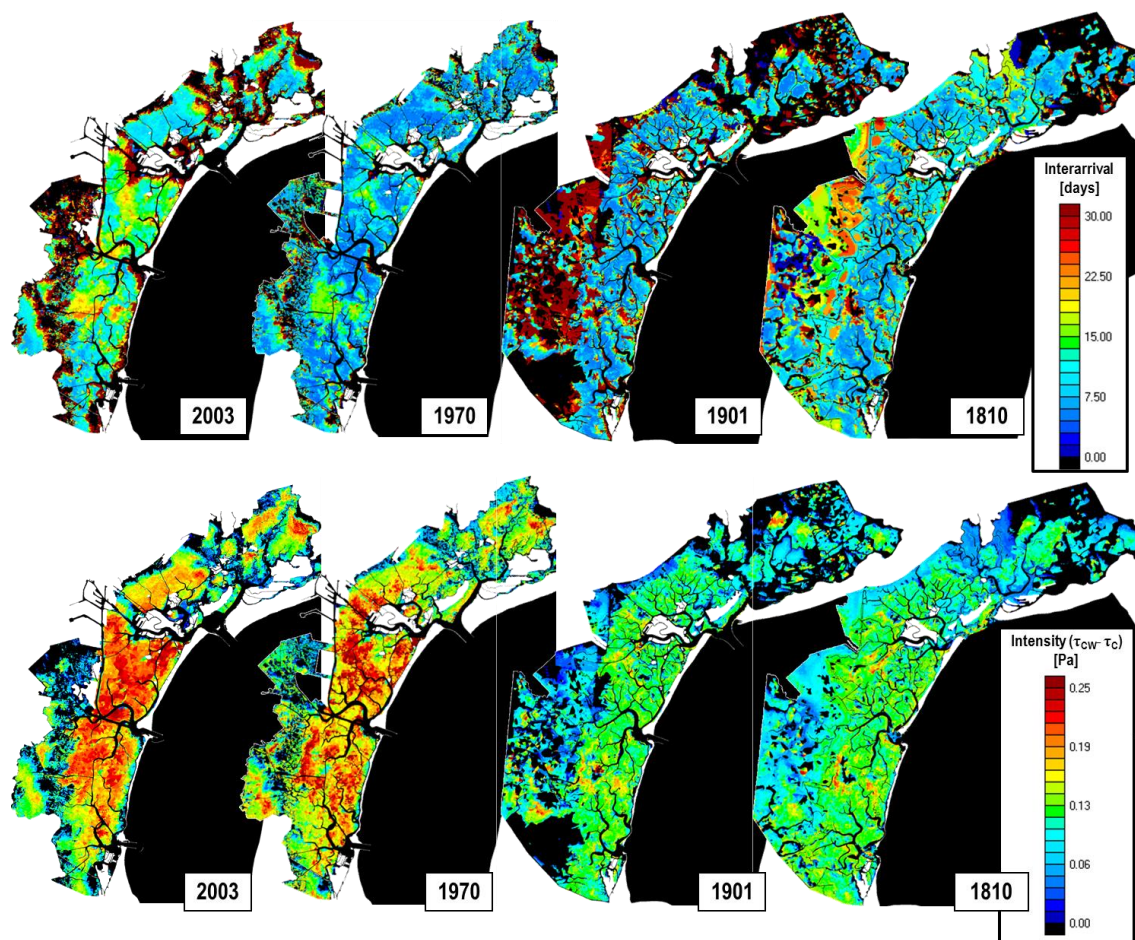


Figura 2. Rappresentazione con scala a colori dei valori locali medi degli interarrivi (riga superiore) e delle massime intensità degli eventi di risospensione (riga inferiore) per diverse configurazioni della Laguna negli ultimi due secoli.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Carniello, L., Defina, A., Fagherazzi, S., & D'Alpaos, L., A combined wind wave-tidal model for the Venice Lagoon, *Journal of Geophysical Research*, 110, F04007, 2005.
- Carniello, L., D'Alpaos, A., Defina, A., Modeling wind waves and tidal flows in shallow micro-tidal basins, *Estuarine Coastal Shelf Science*, 92, 263–276, 2011.
- D'Alpaos, L., Fatti e misfatti di idraulica lagunare, Istituto Veneto di Scienze Lettere e Arti, Venezia, Italia (2010).
- D'Alpaos, L. & Defina, A., Venice lagoon hydrodynamics simulation by coupling 2d and 1d finite element models, *Proceedings of the 8th Conference on Finite Elements in Fluids. New trends and Applications*, pp.917–926, 1993.
- D'Alpaos, A., Da Lio, C., & Marani, M., Biogeomorphology of tidal landforms: Physical and biological processes shaping the tidal landscape, *Ecohydrology*, 5, 550–562, 2012.
- D'Alpaos, A., Carniello, L., & Rinaldo, A., Statistical mechanics of wind wave-induced erosion in shallow tidal basins: Inferences from the Venice Lagoon, *Geophysical Research Letters*, 40, 2013.
- Davison, A. & Smith, R., Models for exceedances over high thresholds (with discussion), *Journal of the Royal Statistical Society, Series B* 52, 393–442, 1990.
- Fagherazzi, S., Carniello, L., D'Alpaos, L., & Defina, A., Critical bifurcation of shallow microtidal landforms in tidal flats and salt marshes, *Proceedings of the National Academy of Sciences U.S.A.*, 103(22), 8337–8341, 2006.
- Marani, M., D'Alpaos, A., Lanzoni, S., Carniello, L., & Rinaldo, A., The importance of being coupled: Stable states and catastrophic shifts in tidal geomorphodynamics, *Journal of Geophysical Research*, 115, F04004, 2010.
- Marani, M., D'Alpaos, A., Lanzoni, S., & Santalucia, M., Understanding and predicting wave erosion of marsh edges, *Geophysical Research Letters*, 38, L21401, 2011.
- Mariotti, G., & Fagherazzi, S., A numerical model for the coupled long-term evolution of salt marshes and tidal flats, *Journal of Geophysical Research*, 115, F01004, 2010.
- Möller, I., Spencer, T., French, J.R., Leggett, D.J., & Dixon, M., Wave transformation over salt marshes: A field and numerical modelling study from North Norfolk, England, *Estuarine Coastal Shelf Science*, 49(3), 411–426, 1999.

MODELLING THE EFFECTS OF VEGETATION ON THE PLANO-ALTIMETRIC EQUILIBRIUM MORPHOLOGY OF TIDAL CHANNELS

Alessandro Sgarabotto¹, Andrea D'Alpaos², & Stefano Lanzoni¹

(1) Dipartimento ICEA, Università di Padova; (2) Dipartimento di Geoscienze, Università di Padova.

ASPETTI CHIAVE

- *Model provides a useful tool for quantitative long-term tidal biomorphodynamics*
- *Vegetation influences the shape of tidal channel cross sections.*

1 INTRODUCTION

Tidal channels play a crucial role in the morphodynamic evolution of tidal landscapes and facilitate the exchange of water, sediment, and nutrients within these landscapes (e.g., *Hughes, 2012; Coco et al., 2013*). In addition, tidal channels represent a substantial ecological and economic value, being however vulnerable to climate changes and increasing anthropogenic pressures. Improving current knowledge on tidal channel form and function is therefore key step to model and predict the evolution of tidal systems.

A number of studies have analyzed the evolution and equilibrium configuration of tidal channels, focusing on the dynamics and equilibrium profile of the channel bed for a given channel-width distribution and on the transitory leading to this equilibrium configuration (e.g. *Lanzoni & Seminara, 2002; van der Wegen et al., 2008; Seminara et al., 2010; Toffolon & Lanzoni, 2010*), as well as on the channel equilibrium cross-sectional shape (e.g., *Fagherazzi & Furbish, 2001; D'Alpaos et al., 2006*). A complete modelling framework assessing both the altimetric and planimetric equilibrium features of tidal channels has recently been proposed (*Lanzoni & D'Alpaos, 2015*) which, however, does not take into account effects that vegetation encroachment on the salt-marsh platform play on these equilibrium features. We have developed a modelling framework which allows one to analyze the equilibrium configuration of a straight, short tidal channel and of the adjacent intertidal platform possibly encroached by vegetation and provides a useful tool for quantitative analyses of long-term morphodynamic studies in tidal landscapes.

Different forcings such as sediment supply, rate of sea level rise and tidal range, together with different scenarios such as unvegetated and vegetated cases have been considered. The calculated equilibrium profile nicely agrees with observed profiles, confirming theoretical predictions and the O'Brien-Jarrett-Marchi "law" (*D'Alpaos et al., 2009*) relating the equilibrium cross-sectional area to the flowing tidal prism. Finally, new insights are obtained on the dependence of the channel width to depth ratio on the relevant hydrodynamic and morphodynamic parameters and on the role of vegetation.

2 THE MORPHODYNAMIC MODEL

The model improves the framework proposed by (*Lanzoni & D'Alpaos, 2015*) by relaxing the assumption of a purely erosive setting and by accounting for the effects of vegetation growth on marsh accretion and channel morphology. The model considers a rectangular domain subjected to a sinusoidal tide at the seaward boundary and to a no-flux condition at the landward boundary. Simulations start from an initially flat bottom configuration with a small incision along the longitudinal axis of the domain. A quasi-static hydrodynamic model provides the instantaneous water discharge flowing through any cross section and allows one to compute the cross-sectional distribution of the longitudinal bed shear stresses. The hydrodynamic model is coupled with a morphodynamic model which retains the description of the main physical processes shaping the channel and the adjacent intertidal platform. Both channel bed and width are allowed to adapt to the flow field so that an equilibrium plano-altimetric configuration is eventually obtained when asymptotically constant elevations are reached everywhere within the domain (*Lanzoni & D'Alpaos, 2015*).

3 RESULTS AND DISCUSSION

Model results reproduce several observed channel characteristics which are deemed to be relevant from a geomorphological point of view. In particular, the relationship between channel cross-sectional area and the flowing tidal prism (Figure 1a), the width-to-depth ratio (Figure 1b and 1c), and the longitudinal distributions of bed elevations and channel widths (Figure not shown) are correctly reproduced by the model. Tidal channel funnelling is usually assumed to be described by an exponential trend. Modeling results and theoretical analyses, together with observational evidence suggest that a linear relationship also provides a good approximation to describe longitudinal variations in channel width for short tidal channels.

As to the influence of environmental conditions (sediment characteristics, basin size, tidal amplitude, etc.) on the geomorphological features of tidal channels (equilibrium cross-sectional area and bottom profile, width-to-depth ratios, and planform shape), we observe that wider and deeper channels develop as the width of the domain increases, as the tidal amplitude increases, or as the mean platform elevation decreases. Conversely, narrower and shallower channels result from an increase in the critical shear stress for erosion or a decrease in the flow conductance.

Finally, model results show that vegetation encroachment on the marsh surface produces two competing effects. On the one hand, enhanced marsh accretion associated with the increased particle trapping and with the organic production by halophytic plants, increases marsh elevation in the tidal frame, thus reducing the landscape forming tidal prism and the size of channel cross section. On the other hand, the increased flow resistance on the canopy promotes flow concentration within the channel, leading to channel cross sections characterized by smaller width-to-depth ratios, i.e. to more incised channel sections. Our simulations indicate that the second process is more important in marshes which are lower in the tidal frame, whereas the second process is more important in marshes higher in the tidal frame when most of the tidal fluxes are already confined within the channel.

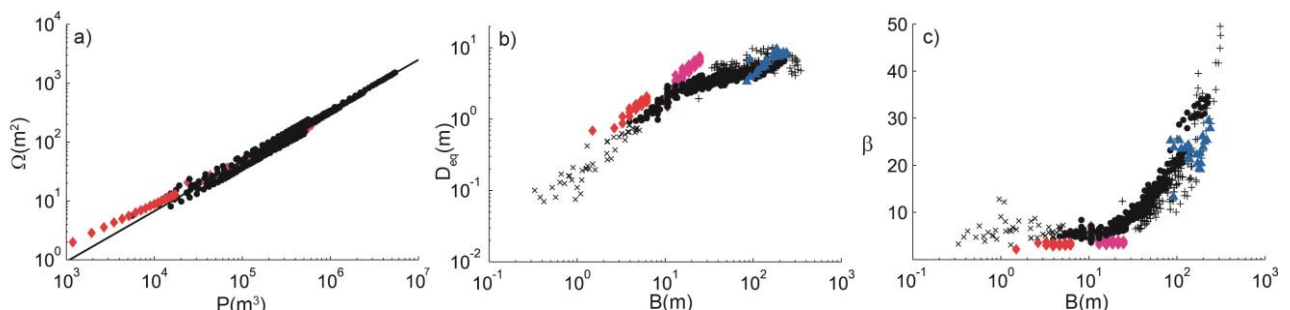


Figure 1. (a) Relationship between modelled channel cross-sectional areas and the flowing tidal prisms (black circles and diamonds denote the results of present simulations), showing that model results meet the O'Brien-Jarrett-Marchi law (continuous line with slope 6/7, D'Alpaos et al., 2009). (b) Channel depths and (c) width-to-depth ratios are plotted versus channel width for synthetic channel cross sections (black circles and diamonds) and for a number of actual sections surveyed by Marani et al. (2002) in the Venice Lagoon (crosses and pluses). Blue triangles refer to the numerical results of Canestrelli et al. (2007), obtained by solving the complete governing equations.

REFERENCES

- Canestrelli, A., Defina, A., Lanzoni, S., & D'Alpaos, L., Long-term evolution of tidal channels flanked by tidal flats, in Proceedings of the 5th IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, Enschede, Netherlands, 17–21 Sept., edited by C. Dohmen and S. Hulscher, 2007, pp. 145–153, Taylor and Francis, London.
- Coco, G., Zhou, Z., vanMaanen, B., Olabarrieta, M., Tinoco, R., & Townend I., Morphodynamics of tidal networks: Advances and challenges, *Marine Geology*, 2013, 346, 1–16.
- D'Alpaos, A., Lanzoni, S., Mudd, S.M., & Fagherazzi, S., Modelling the influence of hydroperiod and vegetation on the cross-sectional formation of tidal channels, *Estuarine Coastal Shelf Science*, 2006, 69, 311–324.
- D'Alpaos, A., Lanzoni, S., Marani, M., & Rinaldo A. On the O'Brien-Jarrett-Marchi law, *Rend. Linnei*, 2009, 20, 225–236
- Fagherazzi, S., & Furbish, D. J., On the shape and widening of salt-marsh creeks, *Journal of Geophysical Research*, 2006, 106(C1), 991–1003.
- Hughes, Z. J., Tidal channels on tidal flats and marshes, in *Principles of Tidal Sedimentology*, edited by R. A. Davis Jr. and R. W.

- Dalrymple, Springer, Netherlands, 2012, 269–300.
- Lanzoni, S., & D'Alpaos, A. On funneling of tidal channels, *Journal of Geophysical Research*, 2015, 120, 433–452.
- Lanzoni, S., & Seminara, G., Long-term evolution and morphodynamic equilibrium of tidal channels, *Journal of Geophysical Research*, 2002, 107(C1) 3001.
- Marani, M., Lanzoni, S., Zandolin, D., Seminara, G. & Rinaldo, A. Tidal meanders, *Water Resources Research*, 2002, 38(11), 1225–1233.
- Seminara, G., Tambroni, N., Lanzoni, S., & Toffolon, M., How long are tidal channels?, *Journal of Fluid Mechanics*, 2010, 643, 479–494.
- Toffolon, M., & Lanzoni, S., Morphological equilibrium of short channels dissecting the tidal flats of coastal lagoons, *Journal of Geophysical Research*, 2010, 115, F04036.
- van der Wegen, M., Wang, Z., Savenije, H., & Roelvink, J., Long-term morphodynamic evolution and energy dissipation in a coastal plain, tidal embayment, *Journal of Geophysical Research*, 2008, 113, F03001.

TRANSMISSIVITY ESTIMATION BY EMPIRICAL BAYES AND AKAIKE'S BAYESIAN INFORMATION CRITERION

Maria Giovanna Tanda¹, Andrea Zanini¹ & Allan D. Woodbury²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura, Università degli Studi di Parma; (2) Department of Civil Engineering, University of Manitoba, Winnipeg, Manitoba, Canada.

KEY POINTS

- Transmissivity estimation through a Bayesian approach and hyperparameter estimation through Akaike's Bayesian Information Criterion
- Updating log-Transmissivity field from head observations
- The procedure applied to a synthetic case resulted very efficient

1 INTRODUCTION

The knowledge of the spatial distribution of the soil hydraulic properties is crucial for effective modelling in groundwater. It is of particular importance to forecast the fate of solutes in aquifers and to design efficient remediation actions. In the literature a large number of methodologies are available with different degrees of reliability and applicability. In this work we amend a well-known Bayesian Approach (Woodbury & Ulrych, 2000) aimed at estimating transmissivity fields from transmissivity values and/or head values. We will show that this leads to a very efficient approach to estimate the main parameters and the hyperparameters of a probabilistic solution.

2 METHOD

2.1 Bayesian Solution to linear interpolation

Consider the discrete linear inverse problem:

$$\mathbf{d}^* = \mathbf{G}\mathbf{m} + \mathbf{v} \quad (1)$$

where \mathbf{d}^* is an observed data vector ($N \times 1$), \mathbf{m} is model vector ($M \times 1$) which contains the unknowns, \mathbf{G} is the Kernel matrix ($N \times M$) which transforms model space into data space and \mathbf{v} is the noise vector ($M \times 1$). Here, the “true” data \mathbf{d} are unknown to us, as they are corrupted by noise with the statistical parameters given below. Given \mathbf{d}^* , the object of an inversion is to extract information about the model, \mathbf{m} .

In a probabilistic framework the data and the model are considered uncertain and are governed by multivariate probability densities. If one assumes that the observations have errors as described by a matrix $\mathbf{C}_d = \sigma_d^2 \mathbf{I}$ and if the errors in the data and the prior information on the model parameters, with covariance $\mathbf{C}_m = \mathbf{C}_m(\sigma_m^2, \lambda)$ and mean \mathbf{s} , are adequately described by the Gaussian hypothesis, then the posterior probability in the model space is also Gaussian. The first two moments of this pdf are given by Tarantola (1987):

$$\langle \mathbf{m} \rangle = \mathbf{s} + \mathbf{C}_m \mathbf{G}^T (\mathbf{G} \mathbf{C}_m \mathbf{G}^T + \mathbf{C}_d)^{-1} (\mathbf{d}^* - \mathbf{G}\mathbf{s}) \quad (2)$$

$$\mathbf{C}_q = \mathbf{C}_m - \mathbf{C}_m \mathbf{G}^T (\mathbf{G} \mathbf{C}_m \mathbf{G}^T + \mathbf{C}_d)^{-1} \mathbf{G} \mathbf{C}_m \quad (3)$$

where $\langle \mathbf{m} \rangle$ and \mathbf{C}_q are the expected value and covariance of the posterior pdf, respectively.

2.2 Bayesian interpolation of transmissivity values

As shown by Freeze (1975) the log-transform of an aquifer's transmissivity, $\ln(T)$ is often represented as

a multivariate Gaussian distribution and one of the most common tasks in groundwater analysis is to interpolate an $\ln(T)$ field (M values) given $\ln(T)$ observations at N locations in a discretized flow domain. This, of course, can be done in a variety of ways including kriging. But, if \mathbf{d}^* in Eq. (1) represents the observed $\ln(T)$ and \mathbf{m} is the vector form of the interpolated $\ln(T)$ field, then the matrix \mathbf{G} can be easily determined (see *Jiang & Woodbury, 2006*) as $G_{ij} = 1$ where the i -th measurement point corresponds to an interpolated point, otherwise G_{ij} is zero. Then, Eq. (2) can then be applied to estimate the model parameter \mathbf{m} (*Woodbury, 1989*).

2.3 Bayesian interpolation of transmissivity values conditioned on head observations

For plane 2-D, steady state, heterogeneous, isotropic and linear groundwater flow, the governing equation can be written as:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(T \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + q = 0 \quad (4)$$

where T is transmissivity, ϕ is the hydraulic head, q is a source or sink and x, y are the Cartesian coordinates. An application of a typical numerical scheme to solve (4) will not result in a linear inverse relationship as described by equation (1). However, adopting a perturbation approach, a linear relationship between the head and $\ln(T)$ can be obtained. Considering $Y = \ln(T)$ the Eq. (4) becomes:

$$\frac{\partial Y}{\partial x} \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial Y}{\partial y} \frac{\partial \phi}{\partial y} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{q}{\exp(Y)} = 0 \quad (5)$$

Hoeksema & Kitanidis (1984) showed that Eq. (5) could be decomposed into two equations by separating the deterministic and a stochastic component through the following substitution: $\phi = H + h$ and $Y = F + f$, where H and F are respectively the expected value of the head field and of log-transmissivity field, and h and f are respectively zero-mean head perturbation and zero-mean log-transmissivity perturbation. Eq. (5), if the source term $q = 0$, the second order terms (product of perturbations) negligible, and after some manipulation (*Hoeksema & Kitanidis, 1984; Woodbury & Ulrych, 2000*) can be rewritten as:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = -\frac{\partial f}{\partial x} \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\partial f}{\partial y} \frac{\partial H}{\partial y} \quad (6)$$

In matrix form this equation, either considering finite differences or finite element, results in:

$$\mathbf{A}\mathbf{h} = \mathbf{B}\mathbf{f} + \mathbf{C}\mathbf{h}_B \quad (7)$$

where \mathbf{A} , \mathbf{B} and \mathbf{C} are constant matrices, \mathbf{h} is a vector of non-boundary head perturbations, \mathbf{h}_B is a vector of boundary node head perturbations and \mathbf{f} is a vector of log-transmissivity perturbations. If the boundary conditions are known, the term \mathbf{h}_B is null. So the Eq. (7) can be simplified as $\mathbf{A}\mathbf{h} = \mathbf{B}\mathbf{f}$. Solving for \mathbf{h} and making some substitutions, Eq. (7) results:

$$\underbrace{(\Phi - \mathbf{H})}_{\mathbf{d}} = \underbrace{(\mathbf{A}^{-1}\mathbf{B})}_{\mathbf{G}} \underbrace{\mathbf{Y}}_{\mathbf{m}} - \underbrace{(\mathbf{A}^{-1}\mathbf{B}\mathbf{F})}_{\mathbf{0}} \quad (8)$$

where Φ are the “true” hydraulic head values, \mathbf{H} are the heads computed from Laplace’s equation, and $\mathbf{Y} = \ln(T)$. When we substitute the actual observed hydraulic heads into (8) on the LHS, this equation has the same form as (1).

2.4 Hyperparameter Estimation through ABIC

The estimation of the hyperparameters (σ_d^2 , σ_M^2 and λ) is of main importance. The particular approach that we will describe is based on the work of *Akaike (1980)*, whose contributions have had a huge influence on the field of probability and statistics, and is based on the Akaike’s Information Criterion (AIC) and the

Akaike's Bayesian Information Criterion (ABIC). The ABIC is similar to the AIC in form and is computed in terms of the Bayesian likelihood (Ulrych *et al.*, 2001); it is appropriate when prior information is considered in the form of prior probability and is defined in the following equation

$$ABIC = -2 \ln \{p(\mathbf{d}^* | I)\} + 2N_h \quad (9)$$

where N_h is the number of hyperparameters in the minimization and I are the prior information. For the discrete linear inverse problem with Gaussian priors and likelihood, Mitsuhashi (2004) after some manipulation showed that

$$ABIC = N \ln(2\pi) + \ln \|\mathbf{C}_{dp}\| + (\mathbf{d}^* - \mathbf{G}\mathbf{s})^T \mathbf{C}_{dp}^{-1} (\mathbf{d}^* - \mathbf{G}\mathbf{s}) + 2N_h \quad (10)$$

where $\mathbf{C}_{dp} = \mathbf{G}\mathbf{C}_m\mathbf{G}^T + \mathbf{C}_d$.

Hyperparameters are iteratively estimated choosing the ones that minimize the ABIC value, see Zanini and Woodbury (2016).

3 RESULTS

3.1 Study Case

The objective of the test is to evaluate how well one can estimate the transmissivity field from $\ln(T)$ and head measurements using the proposed methodologies amended by ABIC hyperparameter estimation. For this purpose, a synthetic case was implemented: first a transmissivity field was created considering an exponential covariance function $\mathbf{C}_{m,ij} = \sigma_M^2 \exp(-|d_{ij}|/\lambda)$, where d_{ij} is the distance between the point i and j ; next, the forward steady state flow problem (Eq. 4) was solved and a few head measurements were sampled; then, the inverse problem, i.e., the recovering of the transmissivity field from head measurements, was solved. Note the true Log-transmissivity value has a variance of $\sigma_v^2 = 0.74$. The domain is rectangular ($L_x = 1000$ m, $L_y = 750$ m) and described by a grid of 24×32 cells; the head values at the western and eastern boundaries are constant ($h(0,y) = h_0 = 120$ m, and $h(L_x,y) = h_1 = 110$ m), respectively, and the northern and southern boundaries ($y = 0$ and $y = L_y$) are impermeable (see Fig. 1a). The source term is considered null in these examples ($q=0$). The black dots in Fig 1a are the observations, randomly located. The observed $\ln(T)$ and head values were corrupted by a normally distributed random error with respectively $\sigma_d = 0.1$ and $\sigma_d = 0.01$ m.

4 DISCUSSION AND CONCLUSIONS

The first step of the work was the estimation of the Log-transmissivity field, starting from only few $\ln(T)$ measurements; then in the second step, the Log-transmissivity field has been updated considering hydraulic head observations collected at the same location of the $\ln(T)$ measurements. In both cases the hyperparameters were estimated through the ABIC. The full Bayesian approach, developed by Woodbury & Ulrych (2000), amended with ABIC (Zanini and Woodbury, 2016), resulted a very efficient estimate of the true transmissivity field. Note in these cases this methodology produces the best estimate, in a mean square sense, of the effective transmissivity over a block scale dictated by a numerical grid.

The estimated fields were compared to the true log-transmissivity, see Figure 1b (interpolation only) and 1c (full inversion). In both cases at the observation points, respectively $\ln(T)$ and hydraulic heads, were perfectly reproduced. The joint use of $\ln(T)$ and head measurements improves the estimation of the Log-transmissivity field as it is shown in Figures 1b and 1c, in agreement with previous works (Woodbury & Ulrych, 2000; Jiang *et al.*, 2004; Jiang & Woodbury, 2006). Analyzing the results in terms of nRMSE (normalized root mean square error) and of R^2 (correlation coefficient), one can see that, considering the hydraulic head observations, R^2 increases and nRMSE decreases; this means that there is an improvement in

the estimate.

The procedure is very efficient in estimating the transmissivity field with medium heterogeneity. Further analyses will be carried out in order to investigate fields with higher heterogeneities.

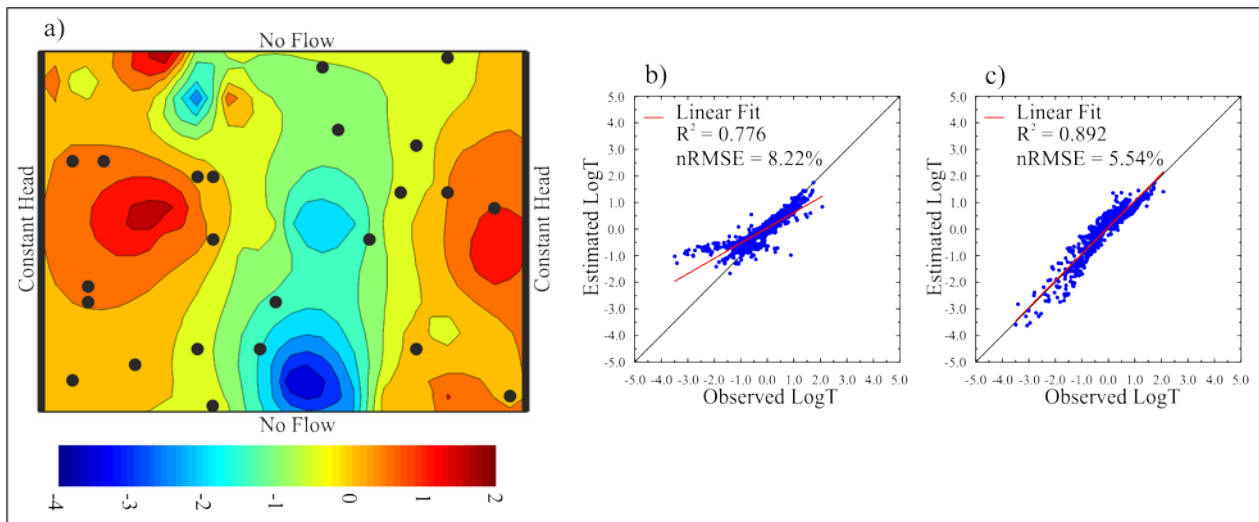


Figure 1. a) Sketch of the domain with the true log-transmissivity field; black dots are the monitoring points. b) Observed-estimated Log-transmissivity values, simple Bayesian interpolation; c) Observed-estimated Log-transmissivity values through Bayesian interpolation updated with hydraulic head measurements.

REFERENCES

- Akaike, H. Likelihood and Bayes procedure. In: Bayesian Statistics (eds J.M. Bernardo, M.H. DeGroot, D.V. Lindley and A.F.M. Smith), pp. 141–166. University Press, Valencia, 1980.
- Freeze, R.A. A stochastic-conceptual analysis of one-dimensional groundwater flow in nonuniform homogeneous media, *Water Resour. Res.*, 11(5), 725-741, 1975.
- Hoeksema, R.J. & Kitanidis, P.K. An Application of the Geostatistical Approach to the Inverse Problem in Two-Dimensional Groundwater Modeling, *Water Resources Research*, 20(7) pp. 1003-1020, 1984.
- Jiang, Y. & Woodbury, A.D. A full Bayesian approach to the inverse problem for steady-state groundwater flow and heat transport, *Geophys. J. Int.*, 167, pp. 1501-1512, 2006.
- Jiang, Y., Woodbury, A.D. & Painter, S. Full-Bayesian Inversion of the Edwards Aquifer, *Groundwater*, 42(5), pp. 724-733, 2004.
- Matsuoka, T., & Ulrych, T.J. Information-theory measures with application to model identification, *IEEE Trans Acoust Speech Sign.*, 34(3), pp. 511-517, 1986.
- Mitsuhata, Y. Adjustment of regularization in ill-posed linear inverse problems by the empirical Bayes approach, *Geophysical Prospecting*, 52(3), pp. 213-239, 2004.
- Shibata, R. Information Criteria for Statistical Model Selection, *Electronics and Communications in Japan (Part III: Fundamental Electronic Science)*, 85(4), pp. 32-38, 2002.
- Tarantola, A. *Inverse Problem Theory: Methods for Data Fitting and Model Parameter Estimation*, 613 pages, Elsevier, 1987.
- Ulrych, T. J., Sacchi, M. D., & Woodbury, A.D. A Bayes tour of inversion: a tutorial, *Geophysics*, 66(1), pp. 55-69, 2001.
- Woodbury, A.D. Bayesian updating revisited, *Mathematical Geology*, 21(3), pp. 285-308, 1989.
- Woodbury, A.D. & Ulrych, T. J. A full Bayesian approach to the groundwater inverse problem for steady state flow, *Water Resources Research*, 36(8) pp. 2081-2093, 2000.
- Zanini, A. & Woodbury, A.D. Contaminant source reconstruction by empirical Bayes and Akaike's Bayesian Information Criterion, *Journal of Contaminant Hydrology*, 185-186, pp.74-86, 2016.

A PROBABILISTIC METHODOLOGY FOR THE HEALTH RISK ASSESSMENT DUE TO CONTAMINATED GROUNDWATER

Antonio Zarlenga¹, Aldo Fiori¹, Felipe de Barros²

(1) Dipartimento di Ingegneria, Università di Roma Tre, via V. Volterra, 62, 00146 Roma, Italia;

(2) Department of Civil and Environmental Engineering, University of Southern California, 3620 S. Vermont ave., Los Angeles, USA.

KEY POINTS

- We propose a novel semi-analytical stochastic model for the derivation of the full PDF of the health risk due to contaminated groundwater.
- The risk probability is function of a few physically based hydrogeological, behavioural and toxicological parameters such as Pe number, hydraulic conductivity variance, daily water intake.
- The framework enables decision makers to evaluate and screen different scenarios with low computational costs and to easily propagate the uncertainty from model input parameters.

1 INTRODUCTION

In 2013 ISPRA identified in Italy more than 5000 contaminated sites requiring a compelling remediation. Contaminated sites, often located near to densely populated areas, might pose risk to human health since many of the contaminants are carcinogenic. In those cases, water becomes a significant risk vector once the contaminant has reached an aquifer or a different water supply. In this work, we introduce a semi-analytical procedure for the assessment of the pdf of health risk due to groundwater contamination. To achieve this task we propose a novel model based on the follow the 4-step procedure suggested by the EPA guidelines which, after the hazard identification, involves the following key steps: i-the estimate of the environmental concentration and of the pathways exposure factor; ii- the assessment of the toxicological response and finally iii - the quantification of risk. Our procedure takes advantage of a modular structure for the simulation of the whole risk chain from the aquifer contamination to the tap water assumption by humans. A 3D physically based stochastic model for contaminant transport in groundwater is matched with behavioural and toxicological models in order to provide a statistical characterization of the risk together with its uncertainty. A theoretical analysis on how physical hydrogeological and biochemical parameters control the magnitude and uncertainty of human health risk is provided for the specific case of steady-state plume and carcinogenic contaminants. This innovative approach enables decision makers to evaluate and screen different scenarios with low computational costs and to propagate the uncertainty from model input parameters.

2 MATHEMATICAL FRAMEWORK

An accurate estimate of the health risk R must address three main aspects: the assessment of the environmental concentration, the assessment of the human exposure and the assessment of the toxicological response; all those tasks are affected by a large degree of uncertainty. The first one C_e results by the interplay of different phenomena that take place in the aquifer: large-scale advection, dominated by the erratic hydraulic conductivity K , and pore scale dynamics like dilution and biodegradation. The exposure characterization together with the toxicological response derive from a statistical analysis of behavioural and epidemiological datasets or from extrapolation of results by animal experiments to humans, and in both case a large degree of uncertainty is expected.

Following the EPA guidelines, excess cancer risk or “risk” is defined as *the incremental probability of an individual developing cancer over the lifetime as result to the exposure to a potential carcinogen*. Mathematical definition of risk is given by

$$R = SF \times CDI \quad (1)$$

with SF the slope factor, namely the increased tumorigenic response as result from the intake of the hazardous substance. The chronic daily intake CDI is a case-specific parameter given by the product of the environmental contaminant concentration C_e (kg/l) and a lumped behavioural parameter φ accounting for the modifications of the C_e from the environment until the adsorption by the human body. That parameter can be assessed by introducing specific values in the following general relation

$$CDI = C_e \times \varphi \quad \text{with} \quad \varphi = \frac{CR}{BW} r \frac{EF \times AD}{AT} \quad (2)$$

where CR/BW (l/d/kg) is the contact rate per unit body weight, r is the ratio between the concentration in the contact medium and in the environment, EF (d/y) is the daily exposure frequency, ED (y) is the exposure duration and AT (d) is the average time of the expected lifetime. A detailed discussion of the parameters can be found in *McKone and Bogen* (1999).

The risk model is developed for a general local-scale scenario consisting in a contaminated aquifer supplying water to a population; the hazard is a steady-state plume fed by a continuous source of contaminant (e.g. NAPL); scenario is schematically represented in Fig. 1.

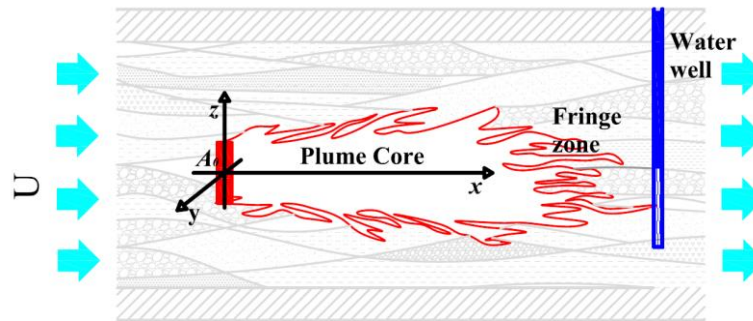


Figure 1. Sketch of the domain.

The flow domain consists in a 3D saturated heterogeneous porous formation; the flow is uniform in the mean and the Cartesian reference system is placed with x axis aligned with the mean flow velocity $(U, 0, 0)$. The hydraulic log-conductivity $Y = \ln K$ is a 2nd order stationary random variable normally distributed $Y \in N(\log K_G, \sigma_Y^2)$ with axisymmetric covariance structure; the ratio between the horizontal and vertical integral scales I_{Yh}, I_{Yv} quantifies the anisotropy f . The contaminant is continuously released over a small area A_0 with constant concentration C_e^0 . Pore scale dynamics like diffusion and mixing are epitomized by the Peclet number $Pe = U I_{Yh} / D_d$. While lateral and vertical spreading and dilution dominates the contaminant transport longitudinal dynamics are negligible.

Along its movement, contaminant is metabolized and transformed into inert material by bacteria, fungi and other highly-adaptable microorganism, naturally present in environment. Those biochemical processes take place in both aerobic and anaerobic condition. Aerobic reactions, are oxygen-consuming, and then takes place in the plume fringe where contaminant is mixed with the fresh water, dynamics are quite fast and the limiting factor is the oxygen availability (C_O). Anaerobic reactions take place in plume core and take advantage of other oxidizing compounds usually abundant in the environment. Summarizing the aerobic reaction chain with an effective bimolecular reaction between the oxygen and the contaminant and the anaerobic reactions with a 1st order degradation kinetic transport is governed by the following linked equations.

$$\begin{aligned} \mathbf{u} \cdot \nabla C_O &= D_d \frac{\partial^2 C_O}{\partial y^2} + D_d \frac{\partial^2 C_O}{\partial z^2} - f_o r(C_e, C_O) \\ \mathbf{u} \cdot \nabla C_e &= D_{22} \frac{\partial^2 C_e}{\partial y^2} + D_{33} \frac{\partial^2 C_e}{\partial z^2} - f_e r(C_e, C_O) - \lambda C_e \end{aligned} \quad (3)$$

where f_e and f_o are the effective stoichiometric coefficients, r is the source term related to the aerobic

reaction and λ is the anaerobic kinetic decay. The steady-state transport problem is solved by adopting the First order approximation approach (FOA) for the estimate of the concentration statistics and assuming the Beta distribution for C_e . The solution is based on the main results of the previous studies *de Barros and Fiori* (2015) and *Zarlenga and Fiori* (2013, 2014) where the reader is addressed for a comprehensive mathematical derivation and discussion.

3 RISK DISTRIBUTION

We remind that in our stochastic framework both C_e and R are random variables whose randomness arises from both hydrogeologic and human-health aspects; from eq (1) follows that the risk probability is given by

$$P[R^*] = P[R \leq R^*] = P[SF \times C_e \times \varphi \leq R^*] \quad (4)$$

The estimate of the probability $P[R]$ needs the introduction of additional hypotheses on the probability distributions of φ , SF and eventually on the joint cumulative distribution (CDF) $F(C_e, \varphi, SF)$. In this work we address only the hydrogeologic uncertainty, and therefore consider the parameter φ as well as SF as deterministic; in this case, due to bijective relation between C_e and R , the risk CDF can be written as

$$F[R, \mathbf{x}] = IB\left(\frac{R/R_0 \exp(\lambda x/U) + \theta}{1 + \theta}; a(C_e^{(1)}, C_e^{(2)}; \mathbf{x}), b(C_e^{(1)}, C_e^{(2)}; \mathbf{x})\right) \quad (5)$$

with $R_0 = SF \varphi C_e^0$ and $\theta = f_0 C_e^0 / f_e C_0$. Parameters a and b depend on the first 2 statistical moments of the concentration $C_e^{(1)}(\mathbf{x})$ and $C_e^{(2)}(\mathbf{x})$, their expression is rather involved and will not reproduced here (see *Zarlenga and Fiori*, 2014).

4 RESULTS AND DISCUSSION

Figure 2 shows the effects of the biodegradation for $Pe=1000$: with different colours are depicted the risk CDF pertaining to different points along the plume centreline, panel a focus on the effects of the aerobic reactions, different line-styles pertain to different θ while panel b focuses on the effects of the anaerobic reactions, and different style refer to different λ . Other parameters are kept as constant.

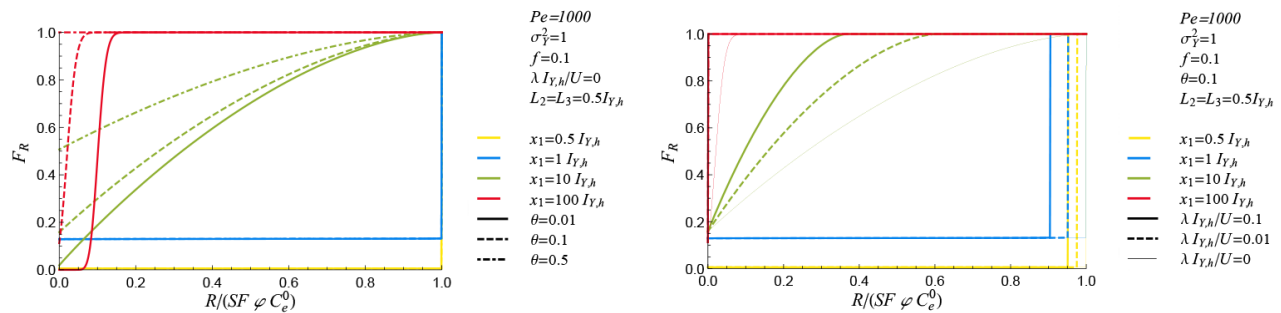


Figure 2. Risk CDF; Different colours refer to different sampling points along the plume centerline; different line-styles refer to different values of the aerobic reaction parameter θ —Panel A— and different anaerobic kinetic decay λ —Panel B—.

The risk CDF evolves through the following steps: i- yellow lines, the sampling point is very close to the injection area, the CDF is an Heaviside centred in 1; ii- cyan lines advection is the main transport mechanism, contaminant is slightly diluted and the risk CDF turn into a bimodal distribution; in this case the finite probability associated to $R=0$ is related to the uncertainty on the presence of a particle trajectory more than to the contaminant degradation; iii- green lines far from the injection area the pore-scale dispersion exerts its influence: mixing between contaminant and fresh water triggers the aerobic degradation, the CDF turns into an unimodal distribution; iv- red lines, at large distances the contaminant is almost fully mixed and metabolized, concentration encountered in those zone are very low and the F_R tends to an Heaviside centred at $R=0$. The initial concentrations ratio θ plays a significant role especially far from the injection area where

in the fringe zone more oxygen is available for the aerobic degradation processes. Lower contaminant concentrations (smaller θ) determines, in a given location, a more efficient degradation and higher non-exceeding risk probability F_R . As highlighted by previous studies, anaerobic degradation determines a significant contaminant abatement and lower health risk. A non-trivial feature is the appearance of an upper bound of the higher risk level relate to the anaerobic processes which magnitude depend on the longitudinal distance x and on λ .

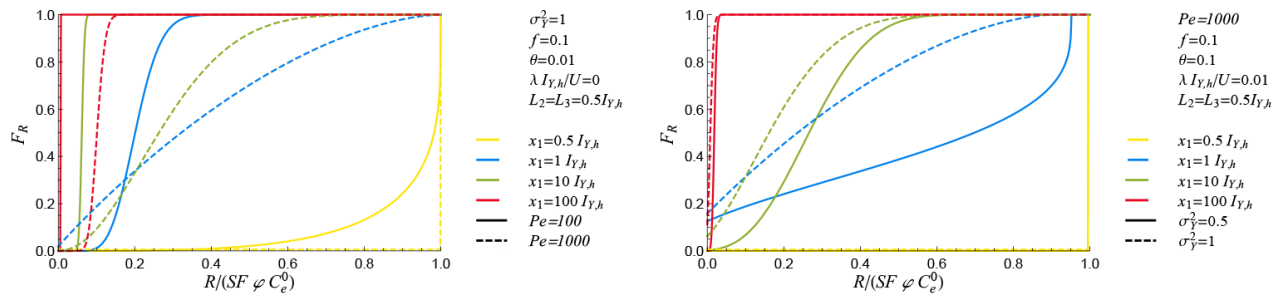


Figure 3. Risk CDF; Different colors refer to different sampling points along the plume centerline; different line-styles refer to different Pe – left panel A- or different heterogeneity degree – right panel B-.

Panel a of Figure 3 investigates the effects of the pore-scale processes. In this model Pe governs the mixing and trigger the aerobic reactions so it plays a fundamental role. Continuous lines refers to the case of $Pe=100$, while dashed line refer to the basic scenario $Pe=1000$. Other parameters are kept as a constant. The convergence from bimodal to unimodal CDF occurs more rapidly when Pe is small. In such case pore-scale processes start to produce their effects also at short distances; as a consequence we cannot observe the bimodal behavior. Enhancement of mixing increases the efficiency of the aerobic processes which results in a general higher probability of a lower concentration and then in a risk reduction. Effects of the heterogeneity epitomized by σ_y^2 are shown in panel b, where dashed and solid lines are refer to the cases $\sigma_y^2 = 0.5$ and $\sigma_y^2 = 1$ respectively. The effect of the heterogeneity is generally to increase the plume lateral and vertical spreading supporting the local mixing operated by the pore-scale dynamics. Such process affects the local concentration, and therefore risk: in a given location higher risk probabilities pertains to lower heterogeneity.

REFERENCES

- de Barros F.P.J. & Fiori, A., First-order based cumulative distribution function for solute concentration in heterogeneous aquifers: Theoretical analysis and implications for human health risk assessment, *Water resources Research*, 2014, 50 (5), 4018–4037.
- McKone, T.E. & Bogen T. K. Predicting the uncertainties in risk assessment: a California groundwater case study, *Environmental Science & Technology*, 1991, 25 (10), 1674–1681.
- Zarlenga, A. & Fiori, A., Steady plumes in heterogeneous porous formations: A stochastic Lagrangian approach, *Water Resources Research*, 2013, 49 (2), 864-873.
- Zarlenga, A. & Fiori, A., Stochastic analytical modeling of the biodegradation of steady plumes, *Journal of Contaminant Hydrology*, 2014, 157, 110-116.

VARIABLE DENSITY FLOWS IN HETEROGENEOUS POROUS MEDIA

Aronne Dell'Oca ¹, Monica Riva ^{1,2}

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano, Piazza L. Da Vinci 32, 20133 Milano, Italy;

(2) Department of Hydrology and Water Resources, University of Arizona, Tucson, AZ 85721, USA

KEY POINTS

- We investigate dispersion processes within stable miscible variable density flows in weakly heterogeneous porous media.
- We provide a formal link between the uncertainty of the permeability field and key features of solute transport in these flow settings.
- Key results include rigorous formulations for the typically observed reduced spread and ensuing semi-analytical expressions for dispersive fluxes.

1 PROBLEM SET-UP

We consider the porous medium (Ω) of width, D , and height, H , depicted in Figure 1 and characterized by a uniform porosity ϕ , and a heterogeneous permeability. The latter is modelled as a random field $k = \bar{k} \exp(Y(y, z))$, \bar{k} being a constant value. Here, $Y(y, z)$ is a zero-mean second order stationary random process with isotropic exponential covariance function:

$$C_{YY}(\mathbf{r}) = \sigma_Y^2 \exp(-|\mathbf{r}|/l) \quad (1)$$

\mathbf{r} , σ_Y^2 and l respectively being the separation vector between two points, variance and correlation length of Y . As initial condition we set a freshwater hydrostatic pressure distribution and zero salt concentration within Ω . Boundary conditions are: (1) no flow at $y = 0$, D ; (2) prescribed pressure $p = p_{BC}$ and solute concentration $C = C_{salt}$ at domain bottom $z = 0$; (3) prescribed vertical flux, $q_z = q_{BC}$ at $z = H$, where a salt mass flux $(\mathbf{q}C - \mathbf{D} \cdot \nabla C) \cdot \mathbf{n} = q_{BC}C$ is given, where \mathbf{n} , \mathbf{D} and \mathbf{q} are respectively the unit vector normal to the boundary (see Figure 1), the local hydrodynamic tensor, and the Darcy flux vector (see section 2).

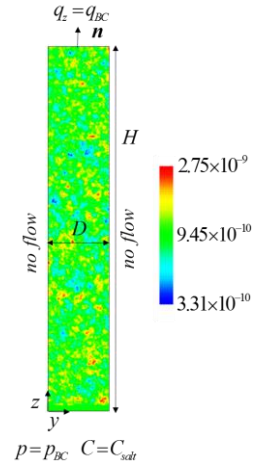


Figure 1. Sketch of the problem set-up; colormap in logarithmic scale of a permeability field k .

2 THEORETICAL FRAMEWORK

The miscible variable density process is governed by the coupled system of flow and transport equations:

$$\begin{cases} \phi \frac{\partial p}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{q}) = 0 ; \text{ with } \mathbf{q} = -\frac{\mathbf{k}}{\mu} \cdot (\nabla p + \rho g \nabla z) \\ \phi \frac{\partial (\rho C)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{q} C) - \phi \nabla \cdot (\rho \mathbf{D} \cdot \nabla C) = 0 \end{cases} \quad (2)$$

where \mathbf{k} is the isotropic permeability tensor; p is pressure; ρ and μ respectively are fluid density and viscosity; g is the gravitational constant; $\mathbf{D} = \alpha_T |\mathbf{v}| \mathbf{I} + (\alpha_T - \alpha_L) \mathbf{v} \mathbf{v}^T / |\mathbf{v}|$ is the hydrodynamic dispersion tensor; α_T and α_L respectively are transverse and longitudinal dispersivity; $\mathbf{v} = \mathbf{q} / \phi$ is fluid velocity; and the superscript T denotes transpose. System (2) is closed by specifying a constitutive relationship, $\rho = \rho_f + \beta C$, where $\beta = (\rho_s - \rho_f) / C_s$, ρ_s and ρ_f being salt and freshwater density, respectively.

Since \mathbf{k} is a random field, each state variable (ρ , \mathbf{q} , p , C) in (2) becomes random. In the following we

adopt the following notation

$$C(z, y, t) = \bar{C}(z, t) + C'(z, y, t) \quad \text{with} \quad \bar{C}(z, t) = \frac{1}{D} \int_0^D C(z, y, t) dy \quad (3)$$

Here and after the overbar represents horizontal spatial mean. We start by deriving an exact equation which governs the temporal dynamics of $\bar{C}(z, t)$ in a single realization \mathbf{k} . We then average such equation in probability space and obtain the equation satisfied by the ensemble average, $\langle \bar{C}(z, t) \rangle$. At second order of approximation, the latter reads:

$$\frac{\partial}{\partial t} \langle \bar{C}(z, t) \rangle + v_{z,BC} \frac{\partial}{\partial z} \langle \bar{C}(z, t) \rangle - \alpha_L v_{z,BC} \frac{\partial^2}{\partial z^2} \langle \bar{C}(z, t) \rangle = - \frac{\partial}{\partial z} \langle v'_z(z, y, t) C'(z, y, t) \rangle \quad (4)$$

where $v_{z,BC} = q_{BC}/\phi$. Closure of (4) can be achieved upon relying on the Green's function approach (e.g., Morales-Casique et al., 2006), yielding an expression for the dispersive-flux:

$$\langle v'_z(z, y, t) C'(z, y, t) \rangle = - \int_0^t \int_{\Omega} \langle v'_z(z, y, t) v'_z(\xi, \eta, \tau) \rangle G(z, y, t; \xi, \eta, \tau) \frac{\partial}{\partial \xi} \langle \bar{C}(\xi, \tau) \rangle d\Omega d\tau \quad (5)$$

where the Green's function, $G(z, y, t; \xi, \eta, \tau)$, satisfies:

$$\begin{aligned} \frac{\partial G}{\partial t} + v_{z,BC} \nabla G - \alpha_L v_{z,BC} \nabla^2 G &= \delta(\eta - y) \delta(\xi - z) \delta(t - \tau) \\ G(z, y, t; \xi, \eta, \tau) &= 0 \quad z=0; \quad G(z, y, t; \xi, \eta, \tau) - \alpha_L \frac{\partial G}{\partial z} = 0 \quad z=H; \quad \frac{\partial G(z, y, t; \xi, \eta, \tau)}{\partial y} = 0 \quad y=0, D \end{aligned} \quad (6)$$

Equation (5) elucidates the dependence of the dispersive-flux on vertical velocity covariance, $\langle v'_z(z, y, t) C'(z, y, t) \rangle$. To highlight the effect of density driven flow, we decompose the velocity as the sum of (a) a *stationary* component, $\mathbf{v}^{st}(z, y)$, (which corresponds to the solution of the flow problem when ρ is constant) and a *dynamic* component, $\mathbf{v}^{dy}(z, y, t)$, (taking into account density variations), i.e.

$$\begin{aligned} \langle v'_z(y, z, t) v'_z(\eta, \xi, \tau) \rangle &= \langle v_z^{st}(y, z) v_z^{st}(\eta, \xi) \rangle + \langle v_z^{st}(y, z) v_z^{dy}(\eta, \xi, \tau) \rangle \\ &+ \langle v_z^{dy}(y, z, t) v_z^{st}(\eta, \xi) \rangle + \langle v_z^{dy}(y, z, t) v_z^{dy}(\eta, \xi, \tau) \rangle \end{aligned} \quad (7)$$

3 RESULTS AND DISCUSSION

Here, we illustrate some results for $\sigma_y^2 = 0.1$, $l/D = 20$ and gravity number $N_g = \bar{k} \Delta \rho g / q_{BC} \mu = 1$ (where $\Delta \rho = \rho_f - \rho_s$). The latter quantifies the relative strength of buoyancy and viscous effects (e.g., Kempers & Haas, 1993). All ensemble average values are here calculated on the basis of 1000 unconditional numerical Monte Carlo realizations of \mathbf{k} generated through a standard Sequential Gaussian simulator (Deutsch, 2002).

Figure 2a depicts the horizontal mean of vertical velocity variance, $\langle v_z'^2(y, z, t) \rangle$, versus z for two observation times $t = 100, 200, 300$ s. Figure 2b reports the vertical evolution of the horizontal mean of the (ensemble) average concentration gradient $\partial \langle \bar{C}(z, t) \rangle / \partial z$. Figures 2a-b indicate that (i) v_z is a non stationary stochastic process (this is due to the joint effect of finite size of the domain and of the space-time variability of fluid density); and (ii) there is a clear pattern between local minima of $\langle v_z'^2(y, z, t) \rangle$ and peaks of $\partial \langle \bar{C}(z, t) \rangle / \partial z$.

Figure 2c compares $\overline{\langle v_z^{st}(y, z) v_z^{st}(\eta, \xi) \rangle}$, i.e., the horizontal mean of $\langle v_z^{st}(y, z) v_z^{st}(\eta, \xi) \rangle$, against the horizontal mean of the vertical velocity covariance, $\overline{\langle v_z'(y, z, t) v_z'(\eta, \xi, \tau) \rangle}$ at time $t = \tau = 200$ s for $z = 0.135$ m, i.e. when $\partial \langle \bar{C}(z, t) \rangle / \partial z$ is maximum. One can observe that (i) the peak displayed by $\overline{\langle v_z'(y, z, t) v_z'(\eta, \xi, \tau) \rangle}$ is smaller than the counterpart of $\overline{\langle v_z^{st}(y, z, t) v_z^{st}(\eta, \xi, \tau) \rangle}$; (ii) $\overline{\langle v_z^{st}(y, z) v_z^{st}(\eta, \xi) \rangle}$ is always positively correlated; (iii) $\overline{\langle v_z'(y, z, t) v_z'(\eta, \xi, \tau) \rangle}$ displays a negative correlation when $\xi < z$.

Figure 2d shows that the correlation between the dynamic and the vertical velocity components, $\overline{\langle v_z^{dy}(y, z, t) v_z^{st}(\eta, \xi) \rangle}$, is always negative. This behaviour can be explained by the observation that in a high permeability zone (i.e. $k > \bar{k}$) *stationary* flow fluctuations, v_z^{st} , are positive forcing the solute in these areas and therefore generating positive fluctuations of concentration. These latter trigger negative *dynamic* flow fluctuations due to the buoyancy term in the Darcy equation (2). The opposite occurs in a low permeability zone. This mechanism reduces the solute spreading since *stationary* fluctuations and *dynamic* fluctuations of v_z has opposite signs and as a consequence velocity fluctuations are reduced respect to a constant density scenario. Figure 2e depicts $\overline{\langle v_z^{st}(y, z) v_z^{dy}(\eta, \xi, \tau) \rangle}$ at $z = 0.135$, $t = 200$ s and $\tau = 200, 180$, and 160 s. The covariance between static and dynamic velocity fluctuation displays a peak which decreases with τ . The two covariances depicted in Figures 2d,e causes the reduction of the dispersive flux (5), and therefore of the solute spreading, observed in a density variable problem compared to the counterpart noticed when ρ is constant. Figure 2f depicts $\overline{\langle v_z^{dy}(y, z, t) v_z^{dy}(\eta, \xi, \tau) \rangle}$ at $z = 0.135$ m and time $t = 200$ s and $\tau = 200, 180$, and 160 s. This covariance is always positive and represents the correlation of the *dynamic* vertical velocities.

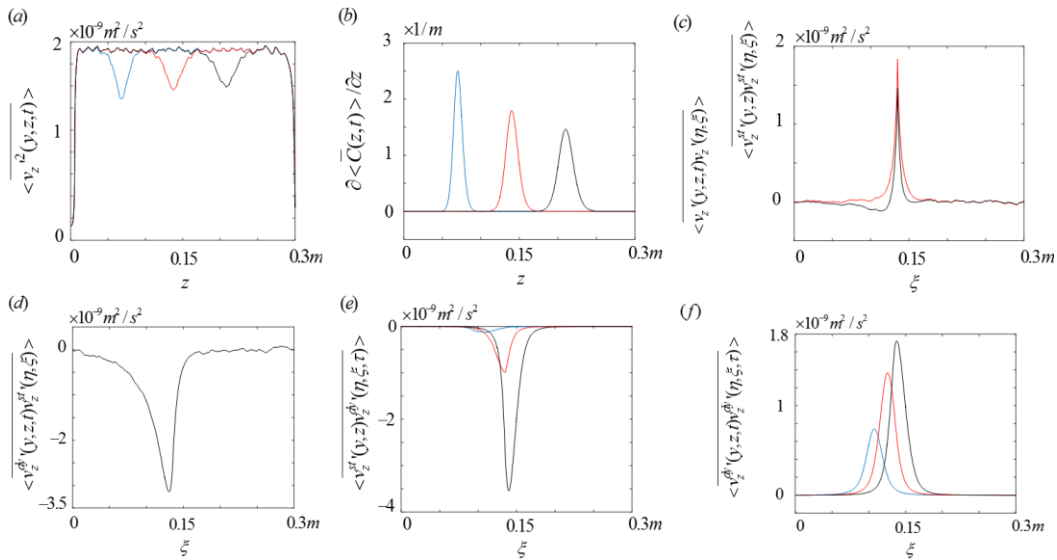


Figure 2. (a) $\overline{\langle v_z'^2(y, z, t) \rangle}$ and (b) $\partial \langle \bar{C}(z, t) \rangle / \partial z$ at times $t = 100$ s (blue curve), $t = 200$ s (red curve), $t = 300$ s (black line); (c) $\overline{\langle v_z'(y, z, t) v_z'(\eta, \xi, \tau) \rangle}$ for $t = \tau = 200$ s and $z = 0.135$ m (black curve), and $\overline{\langle v_z^{st}(y, z) v_z^{st}(\eta, \xi) \rangle}$ for $z = 0.135$ m (red curve); (d) $\overline{\langle v_z^{dy}(y, z, t) v_z^{st}(\eta, \xi) \rangle}$ for $z = 0.135$ m and $t = 200$ s; (e) $\overline{\langle v_z^{st}(y, z) v_z^{dy}(\eta, \xi, \tau) \rangle}$ for $z = 0.135$ m and $\tau = 200$ s (black curve), $\tau = 175$ s (red curve), $\tau = 150$ s (blue curve); (f) $\overline{\langle v_z^{dy}(y, z, t) v_z^{dy}(\eta, \xi, \tau) \rangle}$ for $z = 0.135$ m, $t = 200$ s and $\tau = 200$ s (black curve), $\tau = 175$ s (red line), $\tau = 150$ s (blue curve).

We end this work by remarking that the dispersive-flux $\overline{v_z'(y,z,t)C'(y,z,t)}$ depends on (i) the cross-covariance between the (natural) logarithm of permeability and concentration, $\overline{Y(y,z)C'(\eta,\xi,\tau)}$, and (ii) the concentration covariance, $\overline{C'(y,z,t)C'(\eta,\xi,\tau)}$. Figure 3a depicts $\overline{v_z'(y,z,t)C'(y,z,t)}$ versus z based on Monte Carlo results for six values of t . Figure 3b reports $\overline{Y(y,z)C'(\eta,\xi,\tau)}$ (i) versus ξ when $z = z^* = 0.035$ m and (ii) versus z when $\xi = \xi^* = 0.035$ m for $\tau = 50$ s. Note that the peaks of $\overline{Y(y,z)C'(\eta,\xi,\tau)}$ do not take place at either chosen values ξ^* or z^* . Moreover $\overline{Y(y,z^*)C'(\eta,\xi,\tau)}$ exhibits larger values in the direction of mean flow, $\xi > z^*$, than in the opposite direction (see black curve in Fig.3b). This results can be interpreted by considering that $Y(y, z=z^*)$ greatly influences $C'(\eta,\xi,\tau)$ at downstream locations along the direction of the mean flow, i.e. $\xi > z^*$, because a small quantity of solute (i.e., $C'(\eta,\xi > z^*, \tau) < 0$), is advected in a low permeability zone, where $Y(y,z^*) < 0$, since the flow field deviate around the low permeability zone. The opposite occurs when $Y(y,z^*) > 0$. On the other hand the red curve in Fig. 3b clearly shows that $C'(\eta,\xi,\tau)$ are highly correlated with $Y(z,y)$ when $z < \xi^*$ for the same physical mechanism.

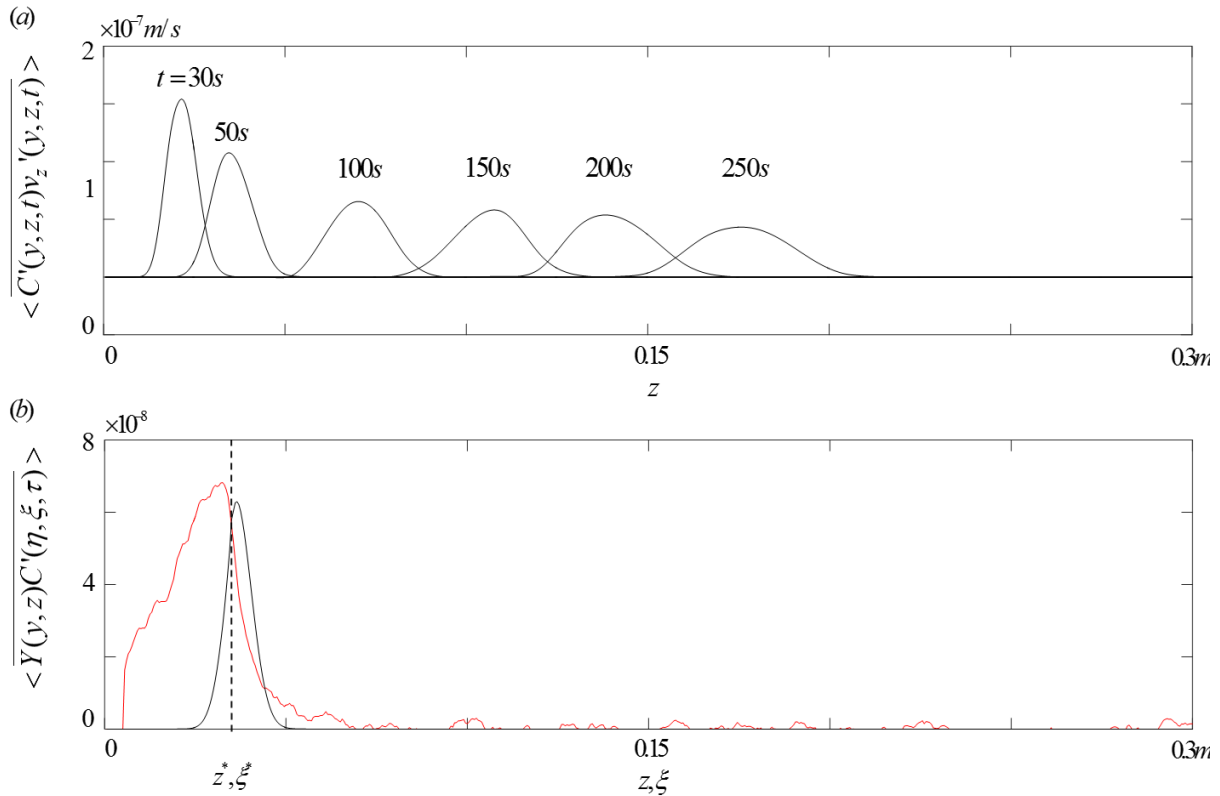


Figure 3. (a) $\overline{v_z'(y,z,t)C'(y,z,t)}$ at $t = 30, 50, 100, 150, 200, 250$ s; (b) $\overline{Y(y,z)C'(\eta,\xi,\tau)}$ versus ξ for $z = 0.035$ m and $\tau = 50$ s (black curve) and versus z for $\xi = 0.035$ m and $\tau = 50$ s (red curve).

REFERENCES

- Morales-Casique, E., Neuman S.P. & Guadagnini A. Non-local and localized analyses of non-reactive solute transport in bounded randomly heterogeneous porous media: Theoretical framework, *Advances in Water Resources* 2006, 29, 1238-1255.
- Kempers, L.J.T.M. & Haas H. The dispersion zone between fluids with different density and viscosity in a heterogeneous porous media, *Journal of Fluid Mechanics* 1993, 267, 299-324.
- Deutsch, C. *Geostatistical Reservoir Modelling*, Oxford University Press, Oxford, 2002.

BACINO DI MONTEBELLO (VICENZA): PRIMA ANALISI DELLE INTERFERENZE CON GLI ASSETTI PIEZOMETRICI

Giulia Passadore ¹, Andrea Sottani ², Andrea Rinaldo ^{1,3}

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale, Università di Padova, via Marzolo 9, 35131 Padova, Italia – e-mail: giulia.passadore@dicea.unipd.it; (2) Sinergeo S.r.l., Contrà del Pozzetto 4, 36100 Vicenza, Italia – e-mail: asottani@sinergeo.it; (3) Laboratory of Ecohydrology ECHO/IE/ENAC, Ecole Polytechnique Fédérale Lausanne (EPFL), Station 2, GR C1 575, 1015 Lausanne, Svizzera – e-mail: andrea.rinaldo@dicea.unipd.it;

ASPETTI CHIAVE

- Analisi dell'interazione tra bacino di espansione, fiumi e i corpi idrici sotterranei.
- Stima dei volumi dispersi dalla cassa di espansione di Montebello nella configurazione attuale ed in quella di progetto, riferita all'aumento della capacità di invaso del bacino stesso.
- Caratterizzazione delle modalità di infiltrazione dei flussi dispersi dalla cassa e dai corsi d'acqua naturali e conseguenti effetti sui regimi piezometrici.

1 PREMESSA

Il contenimento e la gestione delle piene costituiscono un problema storico di numerose aree del Veneto, a causa del notevole sviluppo infrastrutturale ed insediativo del territorio oltre che del periodico verificarsi di eventi di precipitazione di notevole intensità. In particolare, gli eventi eccezionali registrati negli ultimi anni (novembre 2010 e 2012, maggio 2013 e febbraio 2014) hanno confermato la ben nota necessità di intervenire su argini ed alvei, al fine di aumentare la capacità di deflusso del corso d'acqua, e di realizzare idonei bacini di laminazione, opportunamente ubicati e progettati per l'immagazzinamento temporaneo di parte del volume dell'onda di piena. Alcune delle casse di espansione previste nell'ambito del programma messo a punto dalla Direzione Regionale Difesa del suolo ricadono nella fascia di media pianura: nel sottosuolo di questo settore è presente una falda di tipo non confinata, alloggiata in strutture acquifere alluvionali a pezzatura prevalentemente grossolana. La tavola d'acqua freatica soggiace a media profondità al di sotto del piano di campagna, cui si avvicina gradualmente, da nord verso sud, a causa della comparsa di orizzonti argillosi a comportamento impermeabile. In questa zona, ove prende origine il sistema delle risorgive, i terreni superficiali mettono in luce una transizione geostrutturale marcata tra acquifero indifferenziato (zona di ricarica) ed il sistema multi-falde in pressione (zona di accumulo): essi sono molto eterogenei in senso litologico e presentano valori estremamente variabili del coefficiente di conducibilità idraulica. Pertanto, il riempimento delle casse in occasione delle piene, la possibilità di eventi di invaso anche successivi e ravvicinati e, soprattutto, di lunghi periodi di mantenimento di battenti idrici sostenuti all'interno dei bacini artificiali, possono innescare interferenze non trascurabili sul quadro piezometrico latitante, a causa di fenomeni di filtrazione, che portano a cedere parte dell'acqua immagazzinata nelle opere di difesa idraulica verso le circolazioni idrogeologiche. Il bacino di Montebello fu realizzato nel 1928 per il contenimento delle piene dell'Agno - Guà e in più di 80 anni di attività è stato impiegato in occasione di oltre 130 piene. Il recente progetto di ampliamento e le particolari condizioni di alto piezometrico registrate in epoca recente nelle zone circostanti, hanno evidenziato l'opportunità di approfondire la conoscenza dei possibili impatti dell'opera di invaso nei riguardi dei sistemi acquiferi locali. Lo studio, ad oggi in corso di perfezionamento, è condotto a partire da una modellazione numerica di tipo tridimensionale. Nello stato attuale l'area allagata massima è pari a 138 ha, il volume massimo invasato è pari a 6,4 ML m³ e la quota di massimo invaso è pari a 60 m s.l.m.m., corrispondente ad un tirante massimo di 10 m. Nella configurazione di progetto, l'area allagata massima è pari a 155 ha, il volume massimo invasato è pari a 8,8 ML m³, cui competono una quota di massimo invaso pari a 65 m s.l.m.m. ed un tirante massimo di 10 m.

2 DATI E METODI

Per la ricostruzione del modello geostrutturale e la parametrizzazione dei terreni sono state utilizzate le informazioni ricavate da sondaggi geognostici di neo-esecuzione, da indagini geoelettriche e da prove di caratterizzazione in foro, reperite nella documentazione progettuale o in altri archivi. Lo schema concettuale

ricostruito è così costituito: i) a partire dal piano campagna si individua un livello superficiale a bassa permeabilità, con spessore medio pari a 4 m (spessore minimo 0,5 m e massimo 25 m); ii) frammista a depositi granulari affiora a circa 16 m dal p.c. una seconda lente a bassa permeabilità iii) un terzo livello ancora argilloso viene rinvenuto ad una profondità di circa 27 m dal p.c.. Internamente all'argine sud del bacino è presente un diaframma, realizzato dopo il 1985, che si immorsa nella seconda lente impermeabile.

La rete di controllo asservita al bacino di Montebello si compone di 20 piezometri, strumentati con sensori automatici per il monitoraggio in remoto: per 7 di questi punti si dispone di serie di dati validati a partire dal 2008. La rete di pozzi spia è stata potenziata nel luglio 2014, al fine di monitorare con maggior dettaglio l'area di interesse. Alcuni dei nuovi piezometri (i.e. MW02P, MW05P e MW10) intercettano solo il secondo acquifero: tale idrostruttura è confinata al tetto dall'acquitardo limoso-argilloso in cui si innesta il diaframma che corre lungo l'argine sud del bacino. Alcuni idrometri ARPAV in acquisizione continua rispettivamente sul F. Guà a Ponte Guà ed entro l'opera di invaso (a ridosso dell'argine meridionale, lato Guà) completano il set delle informazioni in ingresso nel modello numerico.

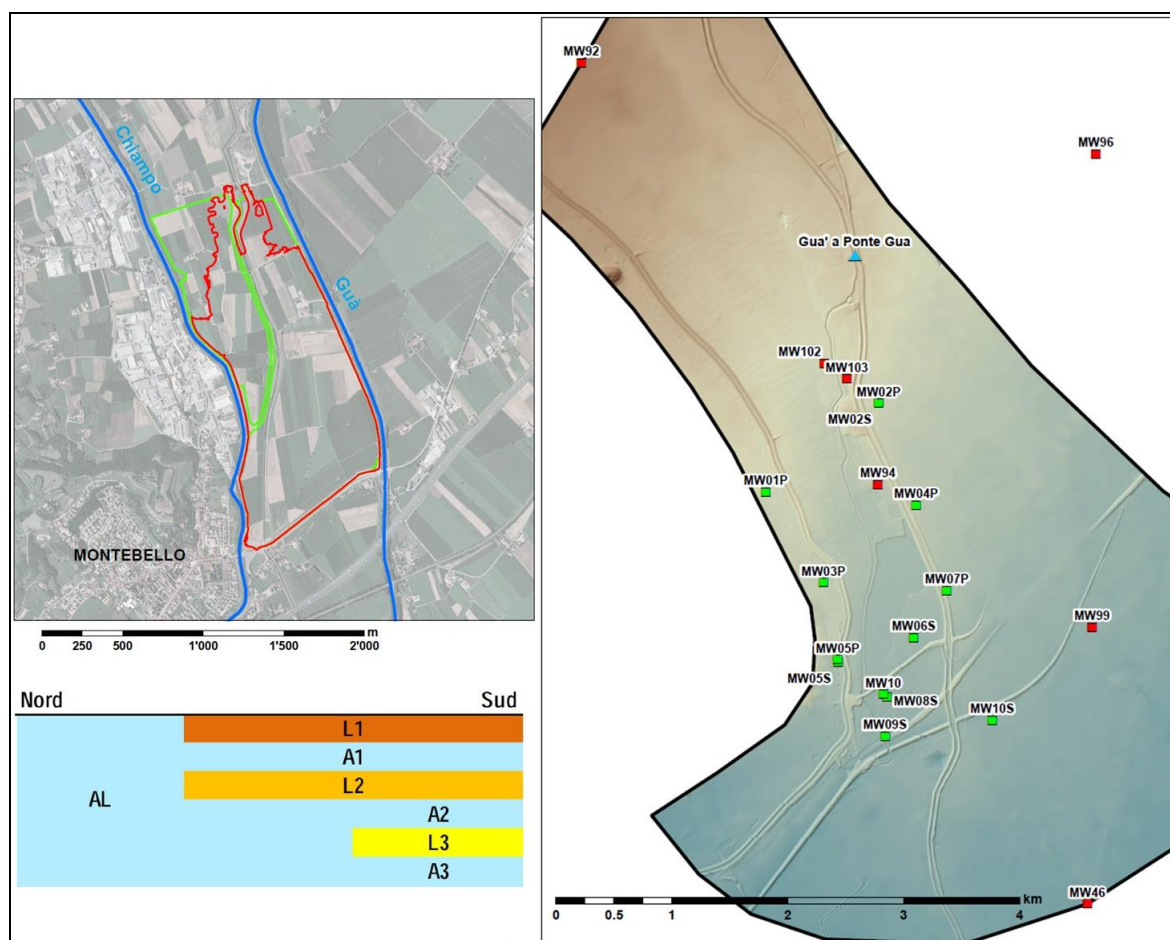


Figura 1. In alto a sinistra: bacino attuale di Montebello (in colore rosso) e configurazione di progetto (verde). In basso a sinistra: schematizzazione dei livelli acquiferi (in azzurro gli acquiferi AL, A1, A2 e A3, in marrone le lenti a bassa permeabilità L1, L2 e L3). A destra: rete di controllo (in rosso monitoraggi attivi dal 2008, in verde le nuove acquisizioni, attivate a partire dal luglio 2014).

Il modello matematico tridimensionale è stato implementato utilizzando il software FEFLOW: i processi di flusso nel mezzo poroso vengono simulati in condizioni insature, al fine di riprodurre correttamente gli scambi idrici tra acque superficiali e sotterranee. Tra le finalità principali della modellazione rientra infatti la rappresentazione delle complesse modalità di infiltrazione delle portate fluenti in alveo o stoccate nel bacino: sia nello stato di fatto che in quello di progetto ingenti portate idriche sono disperse naturalmente dagli alvei dei corsi d'acqua adiacenti alla cassa (i.e. Agno – Guà lato est, Chiampo lato ovest) mentre parte dell'acqua invasata nel bacino si infiltra nel sottosuolo. La griglia di calcolo (*mesh*) tridimensionale, ossia la discretizzazione del dominio di studio, è stata ricostruita a partire dalle informazioni stratigrafiche disponibili

e dalle quote del terreno in condizioni attuali e di riforma. La zona considerata, pari a 27 km² (2700 ha), assume una estensione di circa 20 volte l'area attuale del bacino (138 ha). Le condizioni al contorno assegnate ai nodi di calcolo sui bordi della griglia sono: 1) quota piezometrica assegnata alle pareti verticali nord e sud; 2) quota piezometrica assegnata ai nodi superficiali della cassa durante il riempimento e lo svuotamento della stessa (ad ogni time step, solo per i nodi in cui il livello dell'invaso supera la quota del piano campagna); 2) flusso assegnato ai nodi superficiali ricadenti all'interno dell'alveo disperdente dei 2 corsi d'acqua; 3) alternativamente alla condizione precedente, funzione di trasferimento assegnata (livello idrometrico e conduttività del fondo alveo) ai nodi superficiali ricadenti all'interno dell'alveo disperdente dei 2 corsi d'acqua.

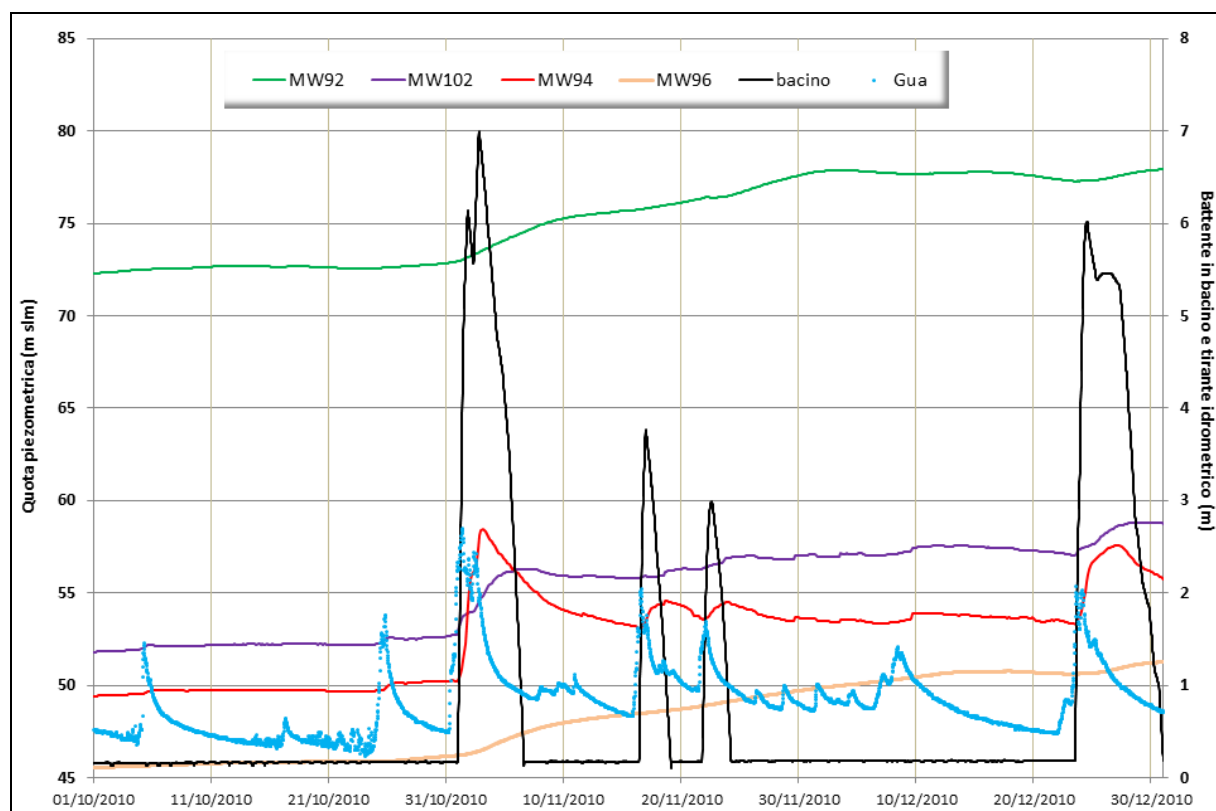


Figura 2. Correlazione tra regime di falda, idrometria ed invaso del bacino (eventi di ottobre novembre 2010)

Per la caratterizzazione della prima lente a bassa permeabilità si sono considerati i valori sperimentali disponibili: per simulare in favore di sicurezza l'azione di contenimento parziale, si è deciso di utilizzare un valore di permeabilità equivalente maggiore rispetto ai dati di campo. Tale coefficiente, pari a 1 m/d, trova riscontro nell'ambito della discontinuità areale della copertura impermeabile. Il valore è stato dimezzato in direzione verticale. Per gli acquiclude e gli acquitardi sottostanti, non essendo disponibili informazioni esaustive di caratterizzazione, si sono utilizzati gli stessi valori o indicazioni di tipo bibliografico. Per la parametrizzazione delle strutture acquifere si è implementato il modello in condizioni transitorie, andando a simulare un evento di morbida realmente avvenuto nei fiumi. L'unico evento disponibile da quando è attiva la rete di dettaglio (luglio 2014), in assenza di invaso nel bacino, si è registrato i primi giorni di novembre 2014. Il coefficiente di permeabilità è stato calibrato all'interno di un range di valori ragionevole e ricavato dal data base dei dati sperimentali, al fine di riprodurre gli innalzamenti piezometrici sperimentali. Le condizioni iniziali si sono ottenute da una prima implementazione stazionaria, in cui si è assunto che i fiumi non disperdessero; ciò è in accordo con quanto effettivamente avvenuto in quanto l'evento è stato registrato dopo un periodo di circa 20 giorni caratterizzato da assenza di precipitazioni, a seguito del quale i fiumi erano praticamente asciutti. Al fiume è stata assegnata una funzione di trasferimento (livello e conduttività del fondo alveo): il coefficiente di *transfer rate* è stato assunto costante ed uniforme (pari a 0.025 1/d), mentre il livello nel fiume è stato assegnato variabile nel tempo secondo quanto registrato all'idrometro sul Guà a Ponte Guà. La portata dispersa media dai corsi d'acqua calcolata dal modello è pari a 0.4 m³/s,

corrispondente a circa 50 l/s/km. Valori di letteratura stimano per queste aste un valore massimo di dispersione intorno a 100 l/s/km. Una volta individuato il set di parametri relativo alla caratterizzazione dei terreni, si è simulato il riempimento del bacino nelle condizioni attuali e di progetto. In accordo con le indicazioni progettuali il riempimento del bacino si riferisce ad un'onda di piena con tempo di ritorno pari a 100 anni.

3 RISULTATI

I monitoraggi finora acquisiti permettono una caratterizzazione parziale delle modalità di infiltrazione dei flussi nei riguardi dei regimi piezometrici. Infatti, la rete di dettaglio, realizzata nel 2014 in prossimità del bacino, non ha ancora registrato eventi particolarmente significativi, né sui corsi d'acqua, né sul bacino di invaso. In aggiunta si consideri che l'allagamento del bacino viene attivato allorché i livelli idrometrici nel F. Guà superano i 2 m: in assenza di eventi di una certa intensità è di fatto impossibile comandare la gestione idraulica della cassa per verifiche progettuali. A novembre 2014 si è registrato un invaso parziale del bacino, con un battente in cassa di 2,14 m (dato riferito allo zero idrometrico non coincidente con la quota di fondo cassa) rispetto al livello massimo invasabile di 7 m. Il dato è certamente utile per iniziare a tarare il sistema, tuttavia, per la validazione definitiva dello strumento modellistico occorre attendere eventi di portata superiore. Tra i vari processi responsabili dell'andamento del regime di falda sono da annoverarsi il contributo efficace delle precipitazioni, le dispersioni fluviali dagli alvei ghiaiosi, talora pensili, e gli apporti sotterranei regionalizzati da monte, che defluiscono a partire dalle fasce pedemontane di ricarica. A questi fattori, di tipo naturale, vanno sommati i contributi delle pratiche irrigue e, localmente, le perdite dal fondo del bacino, in caso di invaso. Allo stato attuale delle conoscenze non è ancora possibile definire univocamente a quali specifici contributi o loro combinazioni siano da associare fasi di ricarica anomale o addirittura di criticità. Ciò nonostante una prima definizione dell'entità dei flussi in gioco ed un approfondimento delle modalità di infiltrazione degli stessi possono ritenersi ragionevolmente perfezionate.

Il bacino di Montebello disperde parte dell'acqua invasata già nella configurazione attuale: si stima che le perdite massime dal fondo della cassa siano pari al 20-25% del volume ad oggi invasabile e che i volumi dispersi possano aumentare nella configurazione di progetto fino a circa 2.0 milioni di m³ (pari al 23% dell'invaso di progetto). La stima ottenuta pare in linea con l'unico valore bibliografico disponibile per il volume di dispersione, pari a 1.4 ML m³ e riferito al riempimento dell'ottobre 1992 con massimo invaso. Mediamente la portata specifica di dispersione che nelle condizioni tipiche di gestione filtra dal fondo del bacino si attesta attorno ai 30 l/s/ha. I volumi che passano al sistema acquifero sono significativi e contribuiscono ad aumentare la capacità di invaso del bacino stesso. Gli scenari modellistici indicano che l'area interessata dalle maggiori interferenze piezometriche si localizza a nord – ovest, anche per via dell'allargamento della superficie dell'invaso. In questo settore si stimano innalzamenti aggiuntivi della falda di 50 cm rispetto a quanto accade nella configurazione attuale. Nell'ipotesi di riempimenti della cassa ravvicinati nel tempo ed in concomitanza a condizioni piezometriche sfavorevoli (come accaduto alla fine 2010), la soggiacenza della tavola d'acqua sotterranea rimane quasi ovunque superiore ai 3 metri, riducendosi a valori compresi tra 1 e 3 metri solo nelle fasce adiacenti al bacino. Nei pressi della zona industriale di Montebello, dove è previsto un allargamento dell'opera di invaso, il modello preliminare indica una soggiacenza della falda superiore a 5-6 metri nello stato di fatto e valori compresi tra 3-6 metri nello scenario di progetto.

Si ringrazia la Regione del Veneto – Dipartimento Difesa del Suolo e Foreste – Sezione Difesa del Suolo che ha finanziato gli studi qui presentati.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Miliani, L., *Le piene dei fiumi veneti e i provvedimenti di difesa. L'Agno - Guà - Frassine - Gorzone, il Bacchiglione ed il Brenta*. Le Monnier, Firenze, 1939.
- Romito, D. & Peron, D., *Progetto generale definitivo per l'integrazione della laminazione del colmo di piena del f. Agno - Guà mediante l'adeguamento dei bacini demaniali di Trissino e Tezze di Arzignano*. Vicenza, 1999.
- Sinergeo, *Estensione dell'opera di invaso di Montebello a servizio del torrente Chiampo. Progetto di ampliamento del bacino esistente nei comuni di Montorso Vicentino, Zermeghedo e Montebello Vicentino (VI) - Indagini geologiche e idrogeologiche a supporto del progetto - Luglio 2014, Gennaio 2015 e Ottobre 2015*. Regione del Veneto, Difesa Suolo. Inedito

METAMODELS OF MULTIPHASE FLOW IN POROUS MEDIA UNDER HYDROGEOLOGICAL UNCERTAINTY

Ilaria Lauriola¹, Valentina Ciriello¹ & Vittorio Di Federico¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM) – Università di Bologna

KEY POINTS

- We analyzed state variables describing the migration of Non-Aqueous Phase Liquids (NAPLs) in the subsurface to account for environmental risk under the uncertainty of governing hydrogeological parameters
- We developed metamodels based on the Polynomial Chaos Expansion (PCE) technique to quantify the sensitivity of each state variable to the uncertain parameters
- We performed Monte Carlo simulations on the metamodels to compute the pdf of each state variable at negligible computational cost

1 INTRODUCTION

Scenarios of soil-water contamination due to accidental releases of Non-Aqueous Phase Liquids (NAPLs) into the subsurface environment, represent a critical issue for the potential consequences on human health, ecosystems and water availability. Figure 1 depicts the scenario analyzed in this study in which, given the occurrence of an accidental hydrocarbon release at the surface level, the contaminant moves downwards until the phreatic surface is reached. Above the water table, a lens of contaminant spreads, giving rise to a mass flux towards the aquifer. In order to capture the main processes involved with contaminant migration, we employed a screening model developed by the US-EPA (Weaver *et al.*, 1994; Charbeneau *et al.*, 1995) solving (i) 1D vertical multiphase transport in the vadose zone, (ii) 1D radial spreading of the contaminant lens above the water table, and (iii) 2D-vertically averaged transport of the dissolved component in groundwater.

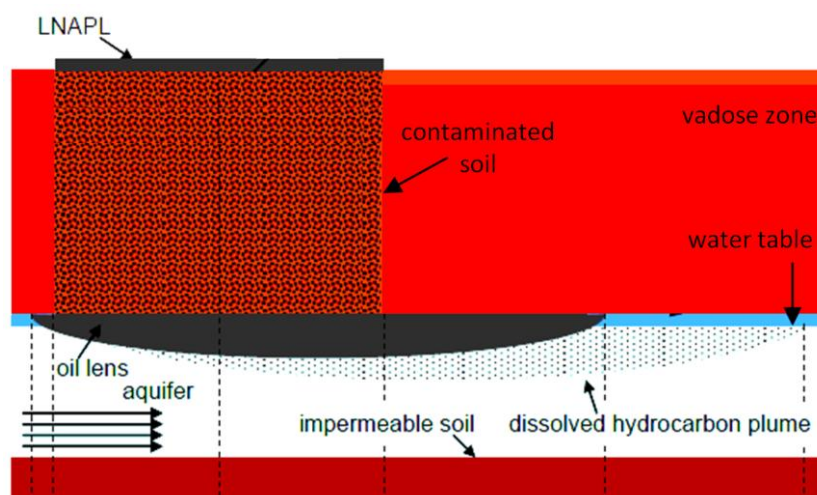


Figure 1. Contamination scenario analyzed in this study.

Our aim is to characterize the migration of a NAPL contaminant in the vadose and saturated zones, under the uncertainty of key hydrogeological parameters. As such, we selected diverse soil texture classes (i.e. sand, S, sandy-loam, SL, and loam, L) and, for each class, proper ranges of variation for the governing parameters. Specifically, we consider the van Genuchten parameters α and n , the saturated hydraulic conductivity K_s , and the porosity ϕ . When analyzing transport of the dissolved contaminant component in the aquifer, relevant uncertain parameters are the longitudinal dispersivity, α_L , and the hydraulic gradient, i . Parameter distributions are assumed to be either normal or log-normal as suggested by literature (e.g., Li *et al.*, 2009); means and standard deviations are identified following Carsel & Parrish (1988).

State variables of interest, to account for contamination risk, are: (i) the depth reached by the contaminant in the vadose zone at given times after the release, (ii) the volume of groundwater associated with the spreading of the dissolved component within a timeframe of interest. In order to determine the *pdf* of the selected state variable, we resort to metamodeling techniques based on the Polynomial Chaos Expansion theory (Wiener, 1938; Ghanem & Spanos, 1991). The main idea of this approach is summarized in Section 2. Based on metamodels, uncertainty quantification can be easily performed in a Monte Carlo framework. Results are discussed in Section 3. This strategy lays the basis for a proper risk assessment at negligible computational cost.

2 MATERIALS AND METHODS

Metamodeling techniques represent an interesting strategy for high-performance and accurate uncertainty quantification. Among metamodeling approaches, the Polynomial Chaos Expansion (Wiener, 1938) has shown to be promising in several contexts for carrying out computationally-demanding analysis, such as risk analysis, global sensitivity analysis and model calibration (e.g., Ciriello *et al.*, 2013a,b, 2015). This technique has been introduced in the engineering context by Ghanem & Spanos (1991). It is based on the approximation of the model response surface by means of a multivariate polynomial basis, orthonormal with respect to the joint *pdf* of the input random parameters.

Let y be a model response (i.e., a state variable of interest). If the variance of y is finite, the Polynomial Chaos approximation, \tilde{y} , can be derived as follows:

$$\tilde{y}(\mathbf{x}, t, \xi) = \sum_{j=0}^{P-1} a_j(\mathbf{x}, t) \cdot \Psi_j(\xi), \quad P = \frac{(M+q)!}{M!q!} \quad (1)$$

where M is the number of uncertain input parameters collected in vector ξ , q is the degree of the expansion and Ψ_j is the generic multivariate polynomial. Coefficients a_j are deterministic quantities that can be conveniently computed following a non-intrusive regression-based approach (e.g., Ciriello *et al.*, 2015).

3 RESULTS AND DISCUSSION

In order to exemplify our approach, we considered a case study in which 300m^3 of benzene (0.88 g/cm^3) are released on the ground surface over a pool of 0.3 m height at the beginning of the release. Figure 2 shows the CDFs associated with the depth, in the vadose zone, reached by the contaminant after 180 days. Results are shown for each texture class considered in the study.

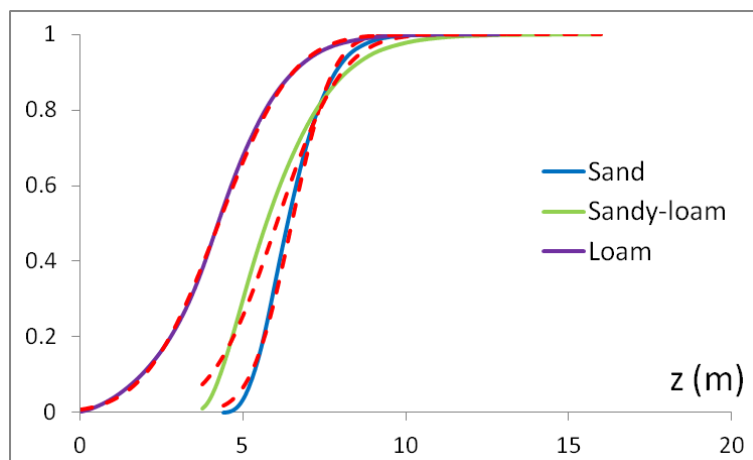


Figure 2. CDFs referred to the depth, in the vadose zone, reached by the contaminant at 180 days after the release. Results are shown for the different texture classes considered in the study. Dashed lines represent correspondent normal distributions.

It is possible to observe that, for the selected case study, the random behavior of the state variable is significantly normal (red dashed lines in Figure 2). Both the mean of the distribution and the probability associated with it, increase with particle size. As expected in a sandy soil, the contaminant reaches, on average, the maximum depth (within the selected timeframe) and the variance of the distribution is minimum given the lower uncertainty characterizing the values of input parameters for this kind of soil. For all the texture classes, global sensitivity analysis reveals the primary influence of the uncertainty associated with the porosity on the variance of the state variable.

Similar analysis are performed to analyze transport of the dissolved component in the aquifer. This is done to account for the risk of groundwater contamination in different scenarios.

REFERENCES

- Carsel, R.F. & Parrish, R.S. Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics. *Water Resources Research*, 1988, 24(5), 755-69.
- Charbeneau, R.J., Weaver, J.W. & Lien, B.K. The hydrocarbon spill screening model, Volume 2: Theoretical background and source codes. Tech. Rep.; EPA/600/R-94/039b, 1995.
- Ciriello, V., Di Federico, V., Riva, M., Cadini, F., De Sanctis, J., Zio, E. & Guadagnini A. Polynomial Chaos Expansion for global sensitivity analysis applied to a model of radionuclide migration in a randomly heterogeneous aquifer, *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 2013a, 27, 945-954.
- Ciriello, V., Guadagnini, A., Di Federico, V., Edery, Y. & Berkowitz B. Comparative analysis of formulations for conservative transport in porous media through sensitivity-based parameter calibration, *Water Resources Research*, 2013b, 49(9), 5206-5220.
- Ciriello, V., Edery, Y., Guadagnini, A. & Berkowitz B. Multimodel framework for characterization of transport in porous media. *Water Resources Research*, 2015, 51(5), 5206-20.
- Ghanem, R.G. & Spanos P.D. *Stochastic finite elements - A spectral approach*, Springer, Berlin, 1991.
- Li, W., Lu, Z. & Zhang, D. Stochastic analysis of unsaturated flow with probabilistic collocation method. *Water Resources Research*, 2009, 45, W08425.
- Weaver, J.W., Charbeneau, R.J., Tauxe, J.D., Lien, B.K. & Provost, J.B. The hydrocarbon spill screening model, Volume 1: User guide. Tech. Rep.; EPA/600/R-94/039a, 1994.
- Wiener, N. The homogeneous chaos, *Am J Math*, 1938, 60, 897-936.

SALTWATER WEDGE EVOLUTION IN POROUS MEDIA: COMPARISON BETWEEN NUMERICAL AND LABORATORY EXPERIMENT RESULTS

Giovanna Darvini¹ & Paolo Salandin²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura, Università Politecnica delle Marche, (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Università di Padova

KEY POINTS

- The paper compares the results obtained by numerical model with evidences deduced from a physical model developed at the University of Padova.
- The main characteristics of the laboratory experiment result in a serious benchmark for the numerical model that is to be evaluated.
- The good agreement between experimental and numerical results demonstrates the capability of the numerical model to properly reproduce the saltwater intrusion process.

1 INTRODUCTION

Saltwater intrusion (SWI) in coastal aquifers is one of major concerns in coastal water resources management. The encroachment of saltwater from the sea is triggered by natural hydrologic processes and human-built environments. Severe SWI may be caused by the combination of droughts or rising sea level, according to climate changes, and excessive groundwater withdrawals. Effective management plans on coastal SWI problems needs the better understanding of saltwater intrusion mechanism and development of simulation models as a decision-making tool. Modeling of SWI has been extensively studied through experimental (e.g. *Schincariol & Schwartz*, 1990; *Koch & Starke*, 2001) and numerical simulations (e.g. *Voss*, 1984).

Analytical or semi-analytical solutions of SWI problems have been mainly developed for homogeneous aquifers and consider saltwater and fresh water as immiscible fluids separated by a sharp interface. Adopting a sharp interface approach, *Dagan & Zeitoun* (1998) analyzed the effect of aquifer heterogeneity on SWI for a confined aquifer with randomly layered permeability distribution and concluded that the variability of the position of the salt–fresh water interface is significantly affected by the permeability variance and integral scale. For a realistic approach, the existence of a transition zone where the variable density flow is coupled with a transport model should be considered.

The classical semi-analytical solution by *Henry* (1964) obtained for steady-state variable density flow taking place along a two-dimensional vertical cross-section in a homogeneous isotropic coastal aquifer has been widely used as a benchmark problem to SWI numerical approaches, being the only analytical solution available. *Abarca et al.* [2007] modified the Henry's problem upon introducing anisotropy in the conductivity tensor and a dispersion tensor to improve the representation of wide transition zones of the kind observed in several field sites. Moreover, the original boundary conditions to represent the contact with seawater have been modified. Recently, the impact of the incomplete knowledge of the system properties on the assessment of the saltwater wedge in the dispersive Henry's problem was analyzed (e.g. *Riva et al.*, 2015).

The study of SWI processes in randomly heterogeneous systems in presence of a diffuse front has received less attention in the literature (e.g. *Koch & Starke*, 2001; *Darvini et al.*, 2002). However, the combined effects of the diffuse front and of the aquifer heterogeneity seems have a relevant impact on the SWI phenomenon, as the saltwater intrusion in natural formations is not clearly represented by the homogeneous case. This result is confirmed by experimental investigation of variable density groundwater flow in homogeneous and heterogeneous porous media, though most of experiments focus on instabilities caused by dense fluids overlying lighter ones and not on the opposite case. Experiments carried out in laboratory tanks show that the heterogeneous hydraulic conductivity field interacts with density-driven flow to produce relatively large dispersion (*Schincariol & Schwartz*, 1990). The laboratory scale models may support investigations where uncertain quantities such as hydraulic conductivity, porosity, inland freshwater flux, etc., are included or the occurrence of flow scenarios of considerable complexity. In fact, although

physical models may not be capable of reproducing exactly the conditions found in real world aquifers, the increased level of control ensures the calibration and validation of numerical methods.

On the other hand, the numerical models may support investigations where uncertain quantities such as hydraulic conductivity, porosity, inland freshwater flux, etc., are included or the occurrence of flow scenarios of considerable complexity. The ability of the numerical models to rightly reproduce the SWI process in natural formations both in homogeneous and heterogeneous case is checked by the comparison between the results obtained by the numerical solutions and the laboratory and in situ experiments. Particular attention is given to correctly assess the boundary condition at the outlet face that has received much attention in the literature but it is an aspect not well defined.

2 METODOLOGY

The model consists of a laboratory flume 500 cm long, 30 cm wide and 60 cm high. An overview of the device is given in Figure 1. The flume was filled by 0.48 m of glass beads with median grain size of 0.6 mm and a uniformity coefficient $d_{60}/d_{10}=1.5$. The material is homogeneous, with porosity of about 0.37 and hydraulic conductivity of about 1.3×10^{-3} m/s. Upstream from the sand-box, a tank filled by freshwater provides the recharge to the aquifer. The downstream tank simulates the sea and red food dye is added to the saltwater to easily visualize the salt wedge. The volume of the downstream tank is about five times the upstream one, so that salt concentration variations (i.e., water density variations) due to the incoming freshwater flow are negligible. The water level in the two tanks is kept fixed during the tests ensuring a constant gradient and flow rate. The saltwater wedge evolution is monitored during the experiments by means of photos collected with regular frequency and ERT.

The numerical results of the coupled flow and transport problem were obtained by the approach proposed by *Mazzia et al.* (2002) based on a Mixed Hybrid Finite Element - Finite Volumes method and time-splitting technique for transport.

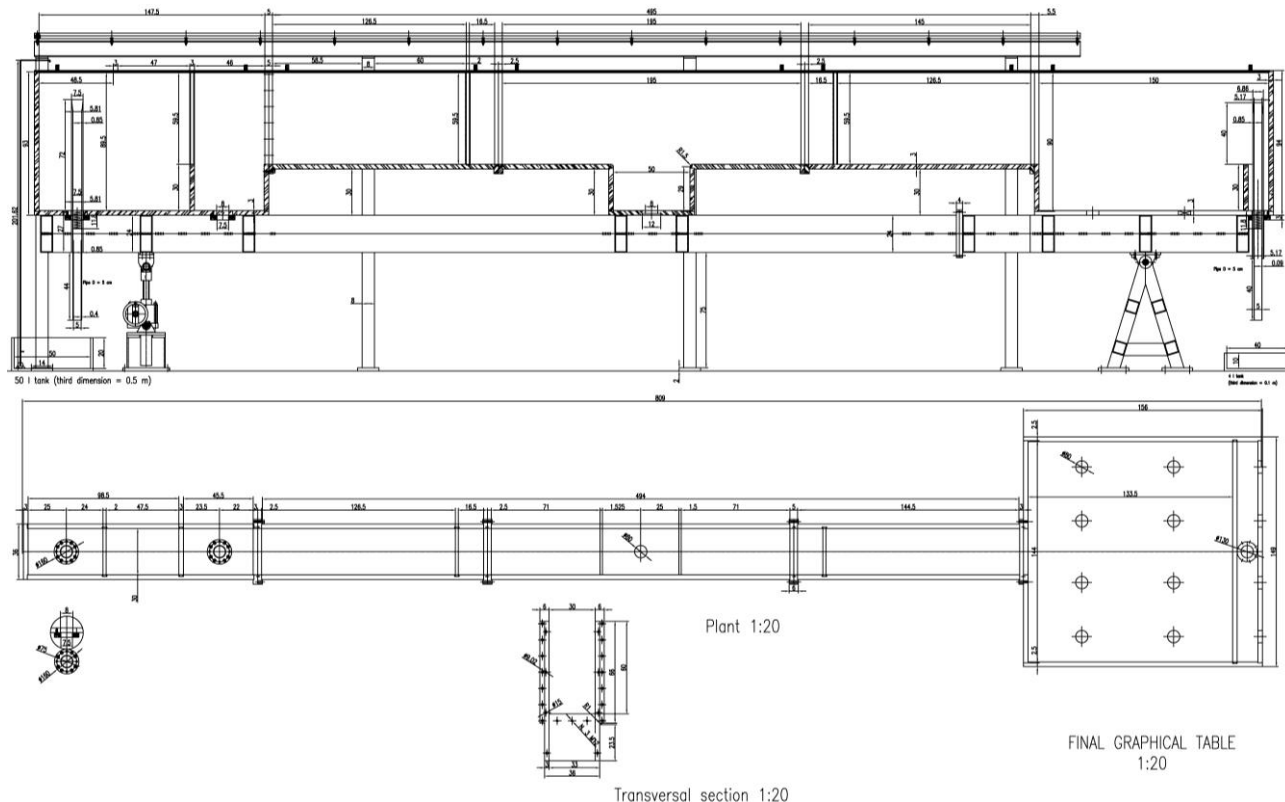


Figure 1. Overview of the laboratory flume.

For testing the numerical model reliability and its capability to properly reproduce the boundary condition at the outlet face (e.g. *Abarca et al.*, 2007) the evolution of the saltwater edge obtained in laboratory for the homogeneous case is compared with the numerical results. Particular attention is given to the boundary conditions that represent the contact with seawater. Following *Abarca et al.* (2007) along the seaside boundary there is not specified the concentration but the salt mass flux to obtain more realistic concentration where freshwater discharge should wash out saltwater. No-flow conditions are imposed at the bottom and top of the domain; along the inland boundary, where the solute concentration is set $C = 0$, freshwater hydrostatic pressure distribution is imposed, while saltwater hydrostatic pressure distribution is imposed along the seaside boundary and the salt mass flux is set as

$$(\mathbf{q}C - \mathbf{D} \cdot \nabla C) \cdot \mathbf{n} = \begin{cases} q_x C & \text{if } q_x > 0 \\ q_x C_s & \text{if } q_x < 0 \end{cases} \quad (1)$$

where \mathbf{q} is specific discharge vector with components q_x and q_z respectively along x - and z -directions, \mathbf{D} is the dispersion tensor, \mathbf{n} is the normal vector pointing outward from the aquifer and C_s is the concentration of salt in seawater (salinity). According to (1) water entering and leaving the system has salt concentration C_s and C , respectively.

The dispersion tensor only was calibrated to replicate the saltwater wedge movement, while the evolution of the outlet face position gives a measure of the reliability of the numerical solution. The heterogeneous field maintains the dimension of the homogeneous one, but the spatial distribution of the hydraulic conductivity is assumed lognormally distributed with an exponential correlation function and different anisotropy ratio between vertical and horizontal hydraulic conductivities. The formation heterogeneity in the SWI problem is tackled coupling the numerical solution of the density dependent flow and transport equations with a Monte Carlo technique

3 EXPERIMENTAL RESULTS

The experiment presented here had a duration of about 24 h, during which the saltwater wedge was let to evolve until quasi stationary condition was obtained. The experiment was monitored by means of photos collected with regular frequency as well as ERT (electrical resistivity tomography) with a joint surface and cross-borehole configuration, specifically designed for the laboratory flume.

Figure 2 compares the photograph and the numerical results referring to the same time, i.e., 16 h from the start of the experiment.

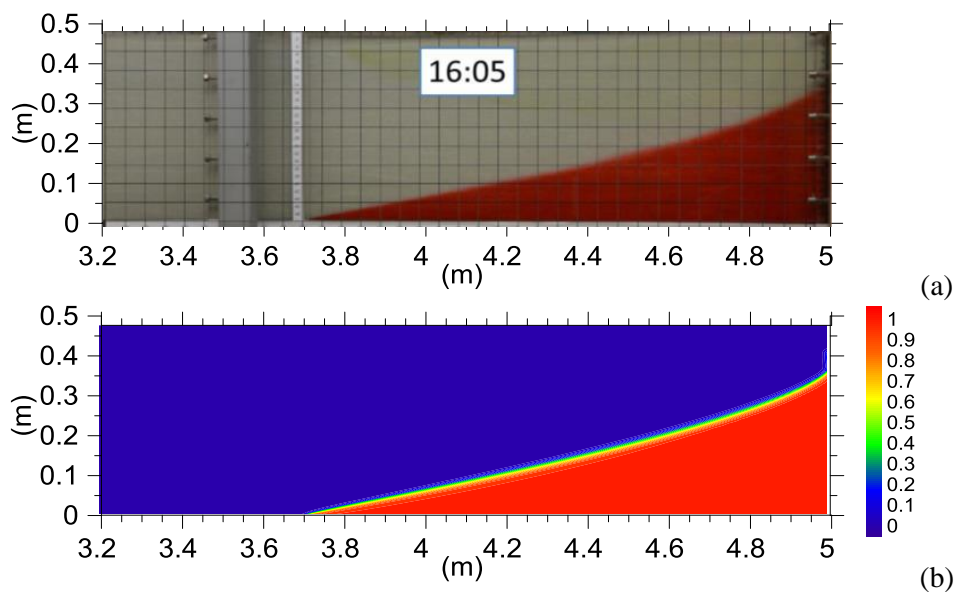


Figure 2. Saltwater wedge evolution at time 16 hours: a) photograph, b) numerical model results.

The comparison is satisfying since the toe position and the wedge height correspond in the all three cases, ensuring that the process is well described and guarantying that the experiment can be represent a benchmark laboratory experiment.

REFERENCES

- Abarca, E., Carrera, J., Sánchez-Vila, X. & Dentz M. Anisotropic dispersive Henry problem, *Advances in Water Resources*, 2007, 913-926.
- Dagan, G. & Zeitoun, D. G. Seawater-freshwater interface in a stratified aquifer of random permeability distribution, *J. of Contaminant Hydrology*, 1998, 29, 185-203.
- Darvini, G., Spendolini, L. & Salandin, P. Saltwater intrusion for finite Peclet numbers in random permeability aquifers, *Developments in Water Science*, 2002, 47, 523-530.
- Koch, M. & Starke, B. Experimental and numerical investigation of macrodispersion of density-dependent flow and transport in stochastically heterogeneous media, *First International Conference on Saltwater Intrusion and Coastal Aquifers-Monitoring, Modeling, and Management*. Essaouira, Morocco, April 23–25, 2001.
- Henry, H: R. Effects of dispersion on salt encroachment in coastal aquifers, *Water-Supply Paper 1613-C*. US Geological Survey; 1964.
- Mazzia, A., Bergamaschi, L., & Putti, M. On the reliability of numerical solutions of brine transport in groundwater: analysis of infiltration from a salt lake, *Transp. in Porous Media*, 2001, 43, 65-86.
- Riva, M., Guadagnini, A. & Dell’Oca, A. Probabilistic assessment of seawater intrusion under multiple sources of uncertainty, *Adv. Water Resour.*, 2015, 75, 93–104.
- Schincariol, R. A. & Schwartz, F. W. An experimental investigation of variable density flow and mixing in homogeneous and heterogeneous media, *Water Resources Research*, 1990, 26(10), 2317-2329.
- Voss, C. I. A finite element simulation model for saturated-unsaturated fluid density dependent groundwater flow with energy transport or chemically reactive single species solute transport, *U. S. Geological Survey Water Resources Investigations Report*, 84-4368, 1984.

NUMERICAL STUDY OF SEAWATER INTRUSION IN A HETEROGENEOUS COASTAL AQUIFER: THE ARGENTONA BASIN

Martina Siena ¹, Monica Riva ^{1,2}

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano; (2) Department of Hydrology and Water Resources, University of Arizona.

KEY POINTS:

- We investigate the effects on seawater intrusion of (a) hydraulic properties heterogeneity, and (b) groundwater withdrawal in the coastal aquifer of Argentona (Spain).
- Heterogeneity is treated in a Monte Carlo framework, based on multiple realizations of the permeability field. Results are compared against those obtained from an equivalent homogeneous system.
- Our analysis allows characterizing seawater intrusion in terms of inland penetration as well as transverse extent along the shoreline.

1 INTRODUCTION

The Argentona river basin is located in the Maresme region of Catalonia (Spain). Previous studies performed by the local authority for water resources (Agència Catalana de l'Aigua, ACA) led to the generation of a conceptual model of the aquifer, aimed at the design of a strategy for groundwater resources exploitation. Our study focuses on the coastal area of this basin and is keyed to the analysis of the problem of saltwater intrusion (SWI). The USGS SUTRA code (Voss, 1984) is employed to solve numerically flow and transport and characterize SWI under diverse groundwater withdrawal scenarios.

2 MATERIALS AND METHODS

2.1 Numerical models

Preliminary numerical analyses have been conducive to identify the geometrical features of the simulation domain which we employ in our numerical study. A MODFLOW-based model developed by Almagro Landò (2010) and recently updated by Rodriguez Fernandez (2015) has been employed to simulate two-dimensional uniform-density flow on the river basin depicted in Fig. 1a and extending up to 10 km inland. Topographic divides (i.e., no-flow boundaries) constitute the boundaries of the flow domain, with the coastline being treated as a specified-pressure boundary. The model includes monthly data on natural replenishment and groundwater withdrawals monitored during an 8-year time window (extending from January 2006 to December 2013).

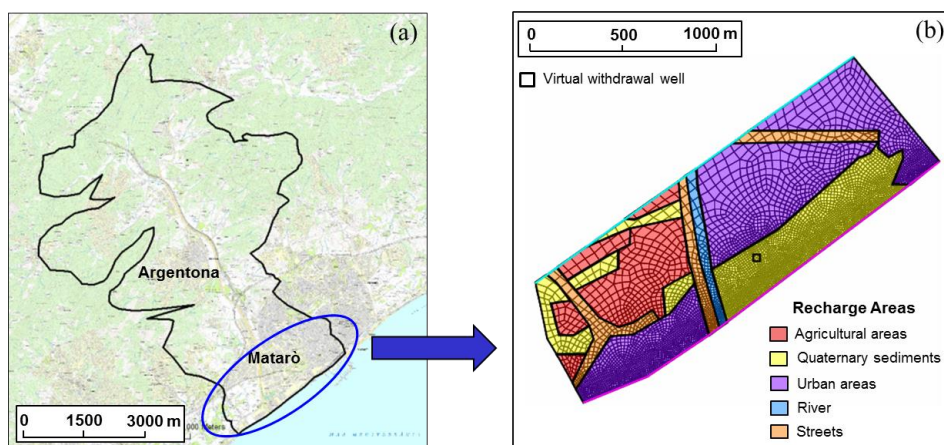


Figure 1. Study areas of numerical simulations: (a) Region of the two-dimensional MODFLOW model (modified from Rodriguez Fernandez, 2015); (b) three-dimensional domain of the SUTRA model.

The MODFLOW-based numerical simulation provides the temporal evolution of the head distribution across the whole area represented in Fig. 1a. Here, we focus on the results obtained on the sub-domain depicted in Fig. 1b and extending up to 750 m inland from the coast, 2.5 km along the coast and 50 m along the vertical direction. The USGS code SUTRA is used to simulate three-dimensional variable-density flow and solute transport in this domain (we refer to this model as the SUTRA model).

The target region is laterally bounded by topographic divides, while hydrostatic pressure profiles are imposed on the coastline and along the inland boundary parallel to the coast. Boundary conditions along the coast are time invariant. Pressure values on the inland boundary are inferred from the time-dependent hydraulic head distributions resulting from the MODFLOW model. Salt concentration in the fluid entering the domain is set equal to (i) freshwater concentration, i.e., $C_F = 0$, along the inland boundary and at the top horizontal layer and (ii) seawater concentration, i.e., $C_S = 0.035$, along the coast. Salt concentration in the fluid leaving the domain stems from the value of concentration computed by the model at each boundary node. The SUTRA model includes the time series of natural recharge throughout the 8 years of the simulation. Figure 1b depicts the spatial arrangement of the diverse regions of surface recharge, each corresponding to a given land cover type, i.e., urban areas, streets, rivers, agricultural areas and alluvial quaternary sediments. Table 1 summarizes all aquifer and fluid properties used in this simulation, as collected from the MODFLOW model of *Rodríguez Fernandez* (2010).

The physical domain of the SUTRA model is discretized through an unstructured Finite-Element Mesh. The resolution of the mesh increases towards the sea, where our analysis requires the highest degree of spatial detail, i.e., the element size in the horizontal directions is about 60 m at the inland boundary and about 10 m in a 200m-wide region along the coastal boundary. Elements in the coastal region fulfill the stability constraint typically adopted in this context (*Voss, 1984*), i.e., $\Lambda_L \leq 4\alpha_L$, where Λ_L is the local distance between element sides along a flow line and α_L is the longitudinal dispersivity of the aquifer.

Parameter	Value	Parameter	Value
Freshwater density [kg m ⁻³]	1×10^3	Solid matrix compressibility [Pa ⁻¹]	1.2×10^{-6}
Seawater density [kg m ⁻³]	1.025×10^3	Effective porosity	0.15
Seawater mass fraction	0.035	Permeability, k_B [m ²]	1.77×10^{-11}
Fluid viscosity [kg m ⁻¹ s ⁻¹]	1×10^{-3}	Molecular diffusion [m ² s ⁻¹]	1×10^{-9}
Coefficient of fluid density change [kg m ⁻³]	7×10^2	Longitudinal dispersivity, α_L [m]	5
Water compressibility [Pa ⁻¹]	4.4×10^{-10}	Transverse dispersivity [m]	5×10^{-1}

Table 1. List of aquifer and fluid parameters for the SUTRA model.

2.2 Model of heterogeneity

We employ a standard Sequential Gaussian Simulation (SGS) algorithm to generate 60 unconditional realizations of random log-permeability $Y(\mathbf{x}) = \ln(k(\mathbf{x}))$ (k being permeability) fields. We model $Y(\mathbf{x})$ as a Gaussian random field, with mean $\langle Y \rangle = \ln k_B$ and variance $\sigma_Y^2 = 1$. We consider Y to be associated with a spherical variogram model characterized by isotropic correlation lengths, λ_i with $i = x, y, z$. In this context, the condition $\lambda_i \geq 5\Delta$, Δ being the element size, is typically considered (e.g., *Kerrou and Renard, 2010*) to prevent excessive variations of Y values between adjacent cells and to have a good representation of the underlying heterogeneity of Y . Here, we assume $\lambda_x = \lambda_y = \lambda_z = 100$ m. The effects of heterogeneity are inferred by comparing the results of the Monte Carlo simulations against those obtained for an equivalent homogeneous aquifer, characterized by the effective permeability, $k_{ef,i}$, along direction i computed as (*Ababou, 1996*)

$$k_{ef,i} = k_B \exp \left[\sigma_Y^2 (0.5 - (\lambda_h / \lambda_i) / N) \right] \quad (1)$$

N and λ_h being respectively the system dimensionality and the harmonic mean of λ_i .

Under our assumption of three-dimensional, statistically-isotropic field and by setting $\sigma_Y^2 = 1$ we obtain an isotropic effective permeability, k_{ef} , equal to $2.09 \times 10^{-11} \text{ m}^2$.

3 NUMERICAL RESULTS

3.1 Simulation over the 8-year time window

We simulate numerically flow and transport for each Monte Carlo realization of Y and for the equivalent homogeneous domain. In all cases, we use the time-dependent boundary conditions described in Section 2.1.

We study seawater intrusion by characterizing the seawater wedge in terms of the following three parameters (e.g. *Riva et al.*, 2015): (i) the length of penetration, L_T , measured as the distance from the coast of the toe, that is the point where the iso-concentration line $C/C_S = 0.5$ crosses the bottom layer of the model; (ii) the mean width of the mixing zone, W_{MZ} , evaluated as the average vertical separation between the iso-concentration lines $C/C_S = 0.25$ and 0.75 ; and (iii) the spread of solute at the toe, L_S , evaluated as the horizontal separation distance between the iso-concentration curves $C/C_S = 0.25$ and 0.75 at the bottom layer.

We focus on a given vertical cross section traversing the withdrawal well depicted in Fig. 1b. Note that the well is not active in the first set of simulations included in this Section, which serves as a reference against which the effects of pumping presented in Sec. 3.2 are compared. Table 2 lists the mean values (computed over the collection of 60 Monte Carlo simulations) of the three wedge parameters evaluated along the above described cross section, together with their counterparts associated with the equivalent homogeneous domain. These results show that, on average, heterogeneity induces a widening of mixing zone and solute spread at the toe and shrinking of the penetration length. The behaviors detected for W_{MZ} and L_T are consistent with the results obtained by *Kerrou & Renard* (2010) and can be explained by considering that heterogeneity produces an increased transverse and longitudinal macro-dispersion that, in turn, enhances mixing. This causes, on one hand, an enlargement of the mixing zone and, on the other hand, a reduction of the density contrast between fluids. As a result, the wedge tends to rotate and the toe is displaced seaward.

	8-year run		4-month run no pumping		4-month run with pumping	
Wedge Parameter	Homogeneous	Heterogeneous	Homogeneous	Heterogeneous	Homogeneous	Heterogeneous
L_T [m]	120.6	114.9	116.0	112.1	126.5	122.3
W_{MZ} [m]	6.9	7.4	6.9	7.3	7.1	7.5
L_S [m]	13.1	14.5	14.3	14.0	19.4	18.3

Table 2. Wedge parameters evaluated along the selected cross section for the homogeneous case and mean values computed over the 60 heterogeneous cases analyzed: 8-year run (Sec. 3.1) and 4-month run without pumping, 4-month run with pumping (Sec. 3.2).

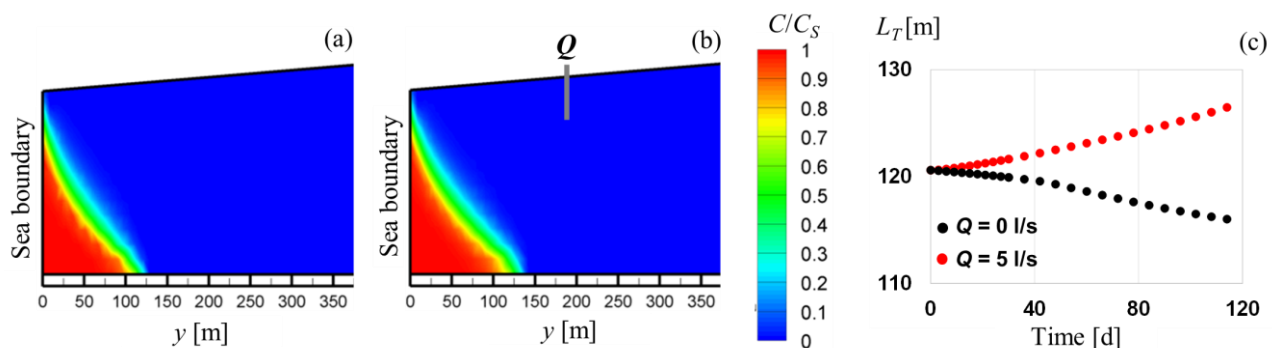


Figure 2. Numerical results on the homogeneous domain: contour plot of relative concentrations, C/C_S , at the end of the 4-month run along the cross section traversing the well (vertical size exaggerated $5\times$) in case of (a) no pumping (b) pumping at the constant rate $Q = 5 \text{ l/s}$; (c) time evolution of the penetration length L_T in the 4-month run with pumping (red dots) and without pumping (black dots).

3.2 Withdrawal effect: simulations over a 4-month time window

We extend our numerical simulations for a period of 4 months following the 8-year run described in Sec. 3.1. Recharge and pressure boundary conditions during these 4 months are stationary and coincide with those obtained at the last time step of the 8-year run. We evaluate the effects of water withdrawal by adding a partially-penetrating pumping well in the numerical model. The well is located 180 m from the sea boundary (i.e., more inland than the seawater wedge at the end of the 8-year run) and spans a vertical length of 15 m from the top surface of the model. Figs. 2a and 2b compare the shape of the seawater wedges obtained on the homogeneous domain at the end of this time period when (a) pumping is inactive and (b) water is pumped at a constant rate $Q = 5$ l/s. The results listed in Table 2 suggest that pumping causes an increase of all wedge parameters, i.e., penetration length, L_T , horizontal spread at the toe, L_S , and mean vertical width of the mixing zone, W_{MZ} . This conclusion is also supported by Fig. 2c, which depicts the time evolution of L_T during the 4-month period. Figure 2c clearly shows that withdrawal from the well inverts the trend of the penetration length at the selected cross section, with a decreased value of L_T in the absence of pumping. Figure 3 depicts the location of the toe, estimated at the end of the two 4-month simulations on the homogeneous domain, along a segment of coastal profile in the vicinity of the well. These results show that the wedge penetration is affected by pumping within a range of about 500 m. The two curves are virtually overlapped outside this interval (i.e., the toe position is virtually unaltered). The results obtained for the 4-month runs on the heterogeneous configurations are listed in Table 2 in terms of (Monte Carlo - based) mean values of the wedge parameters. These values support the main features observed on the homogeneous domain and associated with the effects of water withdrawal. As noted at the end of the 8-year simulation, heterogeneity leads to reduced penetration length and increased average mixing-zone width.

Future developments of the research include numerical tests associated with diverse withdrawal schemes (designed by e.g., varying the distance of the well from the coastline or the screen location along the vertical direction) with the aim of assessing the best configuration which allows optimal use of the groundwater resource with minimized seawater intrusion.

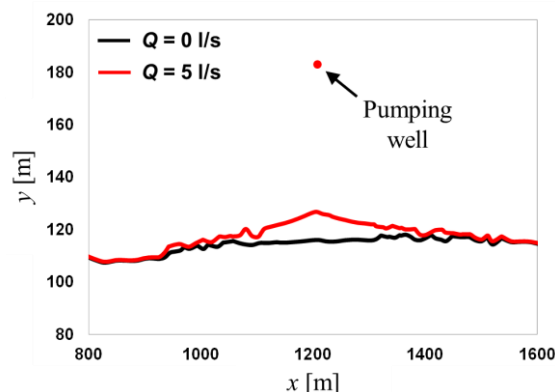


Figure 3. Numerical results on the homogeneous domain: contour lines of relative concentration $C/C_s = 0.5$ at the end of the 4-month run on the bottom horizontal plane when the well is not pumped (black curve) and pumped at the constant rate $Q = 5$ l/s (red curve). Here, x and y coordinates are respectively parallel and perpendicular to the coastline. Pumping well location is also indicated.

REFERENCES

- Ababou, R. Random porous media flow on large 3D grids: numerics, performance, and application to homogenization, Environmental studies, mathematical, computational & statistical analysis, ed Wheeler M.F. Springer, New York, 1996, pp. 1-25.
- Almagro Landò, L., Sierra Medina, A. & Maïtes Colomines, P. Model numèric de l'aquífer alluvial de la riera d'Argentona, Agència Catalana de l'Aigua (ACA), Report, 2010.
- Kerrou, J. & Renard, P. A numerical analysis of dimensionality and heterogeneity effects on advective dispersive seawater intrusion processes, Hydrogeology Journal, 2010, 18, 55-72.
- Riva, M., Guadagnini, A. & Dell'Oca, A. Probabilistic assessment of seawater intrusion under multiple sources of uncertainty, Advances in Water Resources, 2015, 75, 93-104.
- Rodríguez Fernandez, H. Actualización del modelo de flujo y transporte del acuífero de la riera de Argentona, Master Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, 2015.
- Voss, C.V. Saturated-Unsaturated transport, U.S. Geological Survey, Water Resources Investigations Report, 1984.

CONFRONTO TRA VALORI DI K E DI S OTTENUTI DA SLUG TEST E PUMPING TEST IN UN ACQUIFERO CONFINATO RIPRODOTTO IN LABORATORIO

Carmine Fallico¹, Mario Ianchello¹, Samuele De Bartolo¹ & Salvatore Straface²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile – Università della Calabria; (2) Dipartimento di Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio e Ingegneria Chimica – Università della Calabria.

ASPETTI CHIAVE

- Realizzazione di un modello fisico riprodotto una falda confinata
- Confronto tra i valori di conducibilità idraulica e del coefficiente di immagazzinamento ottenuti rispettivamente mediante slug e pumping test
- Verifica, limitatamente al parametro conducibilità idraulica, dell'esistenza dell'effetto scala.

1 PREMESSA

Per moltissime applicazioni ingegneristiche, nell'ambito della gestione delle risorse idriche o del trasporto di contaminanti negli acquiferi sotterranei, è di fondamentale importanza conoscere i parametri idrodinamici caratteristici del mezzo poroso, in particolar modo la conducibilità idraulica e il coefficiente di immagazzinamento. Per la determinazione di tali parametri si possono utilizzare diversi metodi di laboratorio o di campo. La scelta del particolare metodo di misura dei parametri caratterizzanti l'acquifero in esame è comunemente legata alla scala del fenomeno, al volume di supporto della misura e alle disponibilità economiche. Infatti i volumi coinvolti nelle misure di laboratorio sono generalmente molto piccoli, coincidenti con quelli dei campioni di mezzo poroso esaminati, definendo in tal modo la cosiddetta *scala di laboratorio*, mentre quelli relativi alle misure di campo sono certamente maggiori, relativamente alla così detta *scala di campo*. Fra queste ultime quelle più utilizzate sono la prova di emungimento o Pumping Test (PT) e lo Slug Test (ST). Generalmente, il PT è ritenuto più attendibile; tuttavia lo ST è spesso da preferire per la semplicità di esecuzione, per il basso costo, specie nei casi di acquiferi contaminati, e per il ridotto volume di supporto. Inoltre, se uno ST è condotto correttamente e interpretato nel rispetto delle particolari condizioni al contorno, riesce a fornire valori dei parametri in esame sufficientemente attendibili (*Butler and Healey, 1998*). Lo scopo di questo lavoro è di effettuare un confronto fra i valori dei parametri idrodinamici, in particolare la conducibilità idraulica, ottenuti mediante ST con quelli ricavati da PT. A tal fine presso il Laboratorio Grandi Modelli Idraulici dell'Università della Calabria è stato appositamente realizzato un modello fisico simulante una falda confinata, su cui sono stati effettuati numerosi ST e PT. Le serie di dati ottenuti con gli ST sono stati interpretati con il Metodo di Cooper (*Cooper et al., 1967*) mentre i PT con il Metodo di Theis (*Theis, 1935*).

2 DESCRIZIONE DEL MODELLO FISICO

L'apparato sperimentale realizzato è costituito da una vasca in acciaio a base quadrata, di lato pari a 2 m e alta 1 m. All'interno del modello, a distanza di 5 centimetri dal bordo e lungo tutto il perimetro, è presente una rete elettrosaldata su cui si è fissata una rete a maglia più fine, così da ottenere un supporto robusto per il terreno e, nel contempo, una intercapedine utile per imporre le condizioni contorno (Figura 1a). Per evitare la fuoriuscita delle particelle più sottili di terreno si è collocato un geotessuto su tutto il perimetro della rete elettrosaldata. All'interno del Sand Box si sono realizzati 10 piezometri con tubazioni in materiale plastico di raggio interno pari a 1.4 cm, preliminarmente fenestrati per tutto lo spessore dello strato confinato (Figura 1b). I piezometri sono stati sistemati a distanza progressivamente crescente a partire dal centro del modello, con passo pari a 10 cm, in modo da formare una sorta di spirale, per non creare interferenze al flusso idrico ipotizzato radiale (Figura 1c). Per evitare intromissioni di particelle di terreno all'interno, anche i piezometri sono stati rivestiti con geotessuto. Il carico idraulico nel modello viene imposto, su due lati opposti del cassone metallico, attraverso due vaschette di carico in PVC, scorrevoli verticalmente lungo due guide, con stramazzone all'interno, in modo da consentire l'allontanamento dell'acqua in eccesso e garantire il

mantenimento del prefissato livello (Figura 1d). Si è riempito il modello con uno strato di terreno sabbioso (circa 83% di sabbia e 17% di ghiaia) alto 25 cm e si è confinato con pannelli di PVC da 2 mm. Per ottenere una adeguata compattazione dello spessore di terreno simulante l'acquifero, si sono effettuati vari cicli di carico e scarico. Inoltre, si è badato ad ottenere un perfetto livellamento del terreno, in modo da scongiurare la presenza di vuoti fra terreno e lo strato di PVC simulante il tetto dell'acquifero confinato. Per garantire un efficace confinamento dell'acquifero i pannelli sono stati collocati anche sulle pareti laterali per tutto il perimetro del modello e fino ad una quota dal fondo di 50 cm. Dopo aver sigillato adeguatamente ogni giunzione tra i pannelli di PVC, si è sovrapposto allo strato di confinamento un ulteriore strato di terreno alto circa 25 centimetri, in modo da evitare possibili rotture di tale strato a causa dalla spinta di galleggiamento. Per l'acquisizione dei dati si sono utilizzati 10 trasduttori di pressione mentre una pompa peristaltica è stata usata per le prove di emungimento. Dopo aver effettuato la calibrazione dei trasduttori, si è testato l'intero apparato sperimentale, simulante una falda confinata, in modo da verificare le modalità di campionamento delle variazioni dei livelli idrici indotte da PT e da ST.

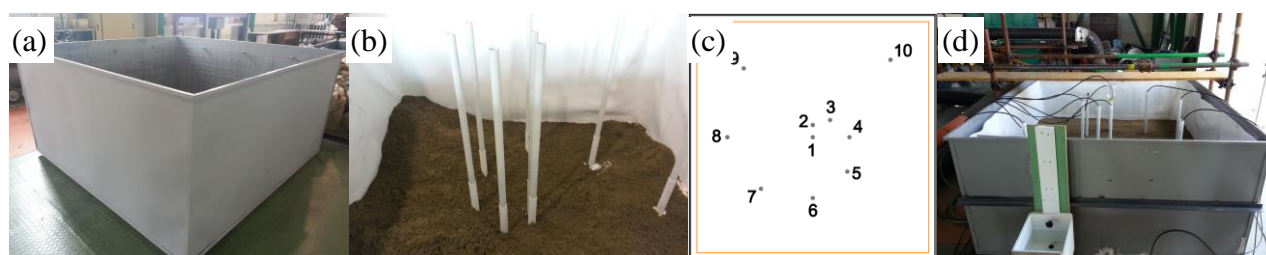


Figura 1. Apparato sperimentale: a) Sand Box prima del riempimento, b) Posizionamento piezometri e riempimento dello strato confinato riempimento con il terreno, c) Distribuzione dei piezometri in pianta e d) Apparato sperimentale ultimato.

3 L'ESECUZIONE DELLE PROVE

Per quanto riguarda gli ST, la prima fase dell'indagine ha riguardato la scelta dei volumi d'acqua da inserire nel pozzo centrale. Molti test preliminari sono stati condotti per verificare quale fosse il volume di d'acqua da utilizzare per perturbare l'acquifero entro i limiti propri del sistema, in modo da tenere debitamente in conto le condizioni al contorno. Ottenuta l'informazione riguardante il volume limite superiore si è scelto di eseguire 7 prove, con volumi d'acqua pari rispettivamente a 30 ml, 40 ml, 50 ml, 60 ml, 70 ml, 80 ml e 90 ml. Il limite inferiore è stato imposto dal fatto che volumi inferiori provocavano perturbazioni eccessivamente esigue nel sistema, mentre il passo di 10 ml è stato dettato dalla necessità di ottenere un'accettabile differenza fra i dati di due prove successive. Data l'entità dei volumi in gioco, è sembrato corretto definire le prove "micro-ST". Inoltre, tutti i test sono stati "multi-well", in quanto le variazioni dei livelli sono state rilevate contemporaneamente in tutti i pozzi-piezometri. Per quanto riguarda i PT, sono state eseguite 4 prove ad emungimento costante (0.16 l/min, 0.31 l/min, 0.44 l/min e 0.49 l/min). Molta attenzione è stata dedicata, fra prove successive, al ripristino del carico indisturbato iniziale della falda e al mantenimento delle condizioni al contorno durante ciascuna prova.

4 RISULTATI DELLE PROVE

Poiché l'acquifero simulato è di tipo confinato, con fenestrazione del pozzo per tutto lo spessore dello strato filtrante, per interpretare i dati derivanti dagli ST si è utilizzato il metodo di Cooper, mentre per interpretare i dati derivanti dalle prove di emungimento si è preso in considerazione il metodo di Theis, utilizzando sia una drawdown-time analysis che una drawdown-distance analysis (Straface *et al.*, 2007). I risultati sono riassunti nelle tabelle seguenti (Tabella 1, Tabella 2 e Tabella 3).

Volume d'acqua immesso [ml]	K [m/s]	S [-]
30	1.5E-04	2.3E-05

40	1.5E-04	7.3E-05
50	8.3E-05	1.1E-04
60	1.9E-04	3.7E-06
70	2.7E-04	2.6E-08
80	1.7E-04	2.2E-05
90	1.9E-04	7.2E-06

Tabella 1. Parametri stimati attraverso il metodo di Cooper per tutti i volumi d'acqua immessi nel pozzo centrale.

Piezometro	K [m/s] 0.16 l/min	S [-] 0.16 l/min	K [m/s] 0.31 l/min	S [-] 0.31 l/min	K [m/s] 0.44 l/min	S [-] 0.44 l/min	K [m/s] 0.49 l/min	S [-] 0.49 l/min
2	7.7E-05	6.3E-02	8.3E-05	5.4E-02	7.6E-05	5.8E-02	6.8E-05	5.0E-02
3	6.2E-05	3.8E-02	7.6E-05	3.4E-02	7.0E-05	3.5E-02	6.3E-05	3.1E-02
4	1.2E-04	2.4E-02	1.4E-04	2.0E-02	1.3E-04	2.1E-02	1.1E-04	1.9E-02
5	1.6E-04	1.5E-02	1.8E-04	1.3E-02	1.6E-04	1.4E-02	1.4E-04	1.2E-02
6	2.0E-04	1.2E-02	2.5E-04	1.1E-02	2.0E-04	1.2E-02	2.0E-04	9.8E-03

Tabella 2. Parametri stimati con il metodo di Theis attraverso la *drawdown-time analysis* per tutte le portate considerate e per tutti i pozzi con dati significativi.

Tempo [s]	K [m/s] 0.16 l/min	S [-] 0.16 l/min	K [m/s] 0.31 l/min	S [-] 0.31 l/min	K [m/s] 0.44 l/min	S [-] 0.44 l/min	K [m/s] 0.49 l/min	S [-] 0.49 l/min
20	4.6E-04	1.5E-02	3.0E-04	1.8E-02	3.2E-04	2.8E-02	2.1E-04	3.1E-02
30	2.8E-04	1.7E-02	2.1E-04	2.2E-02	2.4E-04	1.9E-02	2.3E-04	1.4E-02
40	2.3E-04	2.1E-02	2.0E-04	1.7E-02	2.0E-04	1.8E-02	1.9E-04	1.3E-02
50	2.2E-04	1.5E-02	1.9E-04	1.3E-02	1.7E-04	1.7E-02	1.7E-04	1.2E-02
60	1.7E-04	1.6E-02	1.7E-04	1.7E-02	1.8E-04	1.6E-02	1.6E-04	1.1E-02
70	1.7E-04	1.6E-02	1.5E-04	2.3E-02	1.7E-04	1.5E-02	1.5E-04	1.3E-02
80	2.1E-04	1.1E-02	1.6E-04	1.7E-02	1.6E-04	1.6E-02	1.4E-04	1.2E-02
90	1.7E-04	1.5E-02	1.5E-04	2.0E-02	1.5E-04	1.6E-02	1.3E-04	1.5E-02
100	2.1E-04	1.1E-02	1.7E-04	1.4E-02	1.6E-04	1.6E-02	1.3E-04	1.5E-02

Tabella 3. Parametri stimati con il metodo di Theis attraverso la *drawdown-distance analysis* per tutte le portate e per tutti gli istanti temporali fissati.

Per ogni tipologia di prova si sono determinati i valori delle medie dei parametri, che sono riportate nella seguente Tabella 4.

Tipo di prova	K [m/s]	S [-]
PT - drawdown-time analysis	1.3E-04	2.7E-02
PT - drawdown-distance analysis	2.0E-04	1.6E-02
ST	1.7E-04	3.4E-05

Tabella 4. Valori medi dei parametri ottenuti per tutte le prove eseguite

5 DISCUSSIONE DEI RISULTATI E CONCLUSIONI

I valori dei parametri caratteristici di un acquifero spesso sono diversi a seconda se ottenuti mediante ST oppure mediante PT. I risultati ottenuti mediante le due tipologie di test presi in considerazione nella presente indagine sperimentale, invece, mostrano un ottimo accordo per quanto riguarda la conducibilità idraulica (k) dell'acquifero simulato, che può porsi ragionevolmente pari a circa $1.7 \cdot 10^{-4}$ m/s. Si è riscontrata invece una certa differenza per quanto riguarda i valori del coefficiente di immagazzinamento. Le prove di emungimento forniscono per il parametro S un valore pari a circa $2 \cdot 10^{-2}$; mentre gli ST danno per tale

parametro un valore di circa $3 \cdot 10^{-5}$, con uno scarto di 3 ordini di grandezza. Questo risultato in realtà non è sorprendente, poiché quanto riportato in letteratura relativamente alle analisi degli ST (Butler, 1998) tende ad avvalorare una certa diffidenza nei riguardi della stima del coefficiente di immagazzinamento con il metodo di Cooper. Per quanto riguarda i dati delle prove di emungimento, la drawdown-distance analysis (Figura 2a) mostra un andamento decrescente nel tempo dei valori di conducibilità idraulica che tende a stabilizzarsi all'aumentare del tempo, confermando le indicazioni riportate in letteratura (Straface *et al.*, 2007). La drawdown-time analysis invece, rivela un andamento crescente della conducibilità idraulica all'aumentare della distanza del piezometro dall'emungimento (Figura 2b), e quindi del volume di supporto della misura, evidenziando così un comportamento scalare del parametro k (Rovey and Cherkauer, 1995; Fallico *et al.*, 2012).

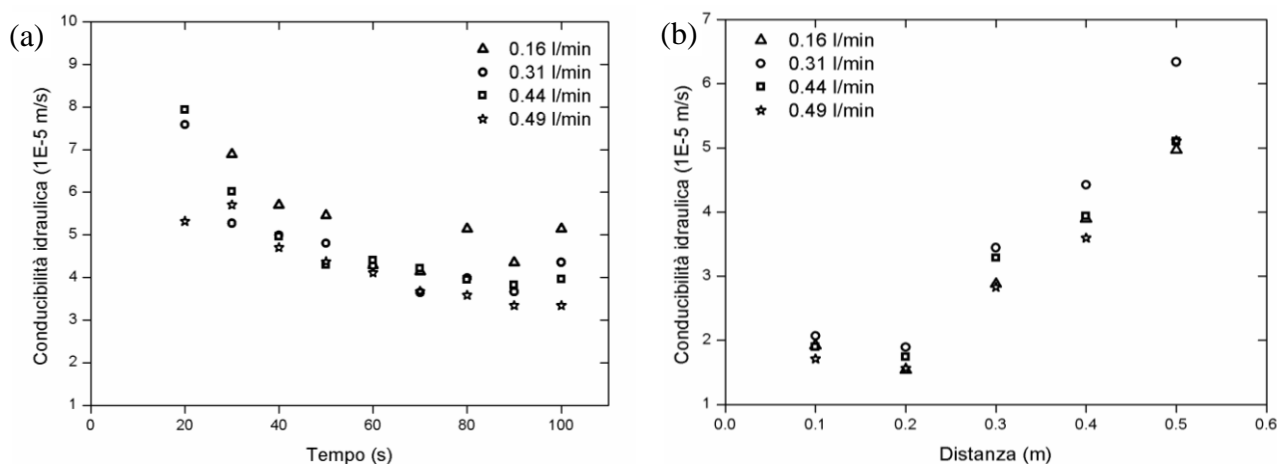


Figura 2. Valori di conducibilità idraulica ottenuti con PT: nel grafico (a) è visibile come i valori di k valutati con la drawdown-distance analysis mostrano un andamento decrescente che si stabilizza all'aumentare del tempo; nel grafico (b) è possibile osservare l'effetto scala riscontrato sui valori di k ricavati tramite la drawdown-time analysis.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Butler, J. J. The design, performance, and analysis of slug tests, Kansas Geological Survey the University of Kansas, 1998.
- Butler, J. J. & Healey, J. M. Relationship Between Pumping Test and Slug Test Parameters: Scale Effect or Artifact?, *Ground Water*, Vol. 36, NO. 2, 1998.
- Cooper, H. H., Bredehoeft, J. D. & Papadopoulos, S. S. Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water, *Water Resources Research*, 1967.
- Fallico, C., Vita, M. C., De Bartolo, S. & Straface, S. Scaling Effect of the Hydraulic Conductivity in a Confined Aquifer, *Soil Science*, Vol. 177, NO. 6, pp. 385-391, 2012.
- Papadopoulos, S. S., Bredehoeft, J. D. & Cooper, H. H. On the analysis of 'slug test' data, *Water Resources Research*, Vol. 9, NO. 4, 1973.
- Rovey, C. W. II & Cherkauer, D. S. Scale dependency of hydraulic conductivity measurements, *Ground Water*, Vol. 33, NO. 5, pp. 769-780, 1995.
- Straface, S., Yeh, T. C. J., Zhu, J., Troisi, S & Lee, C. H. Sequential aquifer tests at a well field, Montalto Uffugo Scalo, Italy. *Water Resources Research*, Vol. 43, 2007.
- Theis, C. V. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage, *Am. Geophys. Union Trans.*, Vol. 16, pp. 519-524, 1935.

RICARICA ARTIFICIALE DI ACQUIFERI PREALPINI. MONITORAGGIO E MODELLAZIONE DEL SITO DI MERETO, FRIULI

Pietro Teatini¹, Andrea Comerlati^{1,2}, Grazia Martelli³, Massimo Canali⁴ & Giorgio Mattassi⁵

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Università di Padova; (2) C+P Engineers, San Pietro in Cariano (VR); (3) Dipartimento Politecnico di Ingegneria e Architettura, Università di Udine; (4) Consorzio di Bonifica Pianura Friulana – ex Ledra-Tagliamento (UD); (5) Dipartimento Provinciale di Udine, ARPA-FVG

ASPETTI CHIAVE

- Un test massivo di ricarica artificiale di acquiferi prealpini è stato condotto a Mereto (UD) tra marzo e ottobre 2014. Un volume di $\sim 10^3$ m³/giorno è stato infiltrato attraverso un bacino di estensione 50×13 m² e profondità 6 m
- Un modello locale 3D agli EF dell'acquifero freatico è stato calibrato utilizzando i risultati del monitoraggio idrologico e idrogeofisico del test
- Un modello numerico alla scala dell'alta pianura friulana ha evidenziato come l'utilizzo simultaneo dei bacini di ricarica presenti sul territorio possa contrastare l'abbassamento della falda freatica

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni la risorsa idrica sotterranea negli acquiferi prealpini è risultata oggetto di un crescente utilizzo per usi civili, agricoli e industriali e, contemporaneamente, di una minore ricarica naturale a seguito di un generale decremento degli apporti forniti dalla precipitazione, una crescente urbanizzazione nelle zone di ricarica, le modifiche degli alvei fluviali e dei sistemi di irrigazione. Ne è derivata una marcata riduzione delle quote piezometriche, uno spostamento verso valle della linea delle risorgive ed una perdita delle loro portate di sfioro. Anche l'alta pianura friulana (Figura 1a) ha sperimentato negli ultimi decenni un progressivo e continuo abbassamento della falda freatica (in media 5 m negli ultimi 40-50 anni) con una conseguente migrazione verso mare della linea delle risorgive di circa 1 km rispetto agli anni 1930 (Martelli & Granati, 2010).

La ricarica "artificiale" (o meglio "in condizioni controllate") rappresenta oggi una delle strategie per ripristinare l'equilibrio idrico delle falde. Benché programmi di ricarica di acquiferi siano diffusamente attuati sin dal XIX secolo in diverse nazioni, ad esempio nelle regioni aride del Mediterraneo, in India, Stati Uniti e Spagna (e.g., Chaieb *et al.*, 2013; Sanchez-Vila *et al.*, 2012), in Italia si è ancora in fase di sola sperimentazione e ricerca. Ciò principalmente a causa della mancanza nel piano normativo nazionale e regionale di un'adeguata regolamentazione (Bonfanti & Capone, 2014).

Il presente contributo s'inserisce in quest'ambito. Nell'ambito del Progetto EU LIFE+ WARBO (<http://www.warbo-life.eu/>), un esperimento di ricarica controllata è stato condotto tra marzo e ottobre 2014 a Mereto (UD) utilizzando un bacino d'infiltrazione. Il bacino costituiva la vasca di decantazione di un più complesso sistema di ravvenamento della falda freatica realizzato dal Consorzio Pianura Friulana nel 2000-2001 e il cui utilizzo è stato bloccato dalla Procura della Repubblica di Udine nel 2002 (Civita, 2005).

Il monitoraggio della ricarica, condotto per mezzo di piezometri e metodologie idro-geofisiche, ha permesso un'accurata caratterizzazione dell'acquifero freatico e la calibrazione di un modello numerico 3D locale della falda freatica (Teatini *et al.*, 2015). Il possibile effetto della ricarica artificiale è stato quindi analizzato nel contesto del deflusso naturale dell'acquifero freatico dell'alta pianura friulana. Per mezzo di un modello di flusso sotterraneo a scala regionale, sviluppato utilizzando i numerosi rilievi idrogeologici a disposizione (Martelli & Granati, 2010), e calibrato su dati piezometrici di letteratura, sono stati simulati alcuni scenari di ricarica artificiale, debitamente quantificati sulla base dei risultati della modellistica a scala locale. E' stata quindi eseguita una prima valutazione delle potenzialità nella ricarica controllata nella gestione dell'equilibrio idrico della falda freatica friulana.

2. L'ESPERIMENTO DI RICARICA

Il sito di Mereto è ubicato una decina di chilometri a Sud dell'anfiteatro morenico, in sinistra del Fiume Corno (Figura 1a).

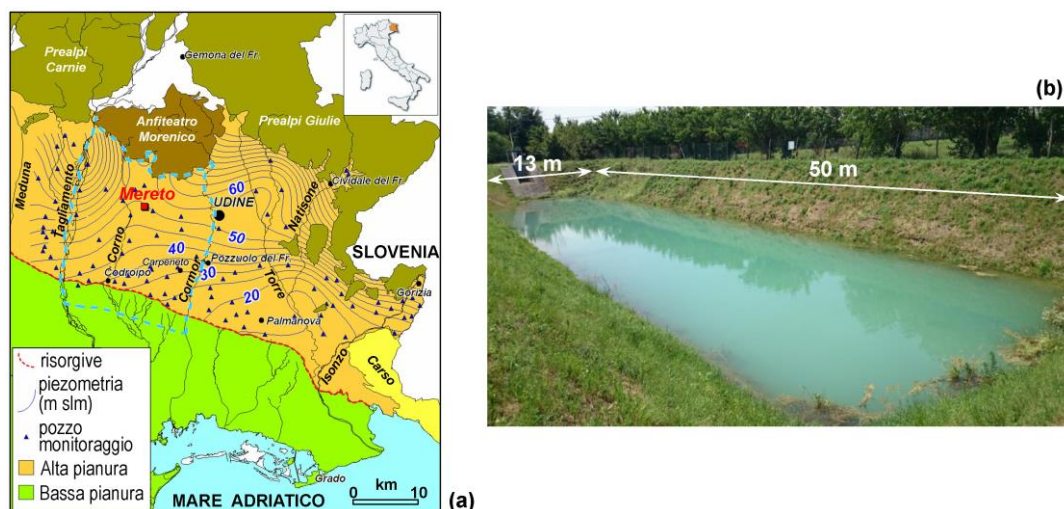


Figura 1. (a) Principali caratteristiche idrogeologiche della pianura Friulana con indicazione del sito di ricarica di Mereto. La linea tratteggiata in azzurro rappresenta l'estensione del modello regionale. (b) Foto del bacino di ricarica di Mereto durante il test di infiltrazione condotto nel 2014.

La quota media del piano campagna e la profondità media della falda freatica sono pari rispettivamente a 102 m s.l.m. e 49 m. Acquisizioni geofisiche (sismica, GPR, tomografia elettrica) e analisi litostratigrafiche sui numerosi pozzi presenti nell'area hanno permesso di caratterizzare la struttura idrogeologica dell'area: nei 70 m più superficiali sono stati individuati quattro orizzonti principali (denominati A1–A4) costituiti, dall'alto verso il basso, da ghiaia (A1, spessore $s \approx 15$ m), ghiaia argillosa (A2, $s \approx 9$ m), ghiaia (A3, $s \approx 21$ m) e conglomerato fratturato (A4, $s \approx 25$ m), caratterizzati da una geometria sostanzialmente planare.

Il bacino d'infiltrazione è caratterizzato da un'estensione areale di $50 \times 13 \text{ m}^2$ ($45 \times 7 \text{ m}^2$ al fondo) e una profondità di 6 m (Figura 1b); la sua geometria che è stata caratterizzata per mezzo di un'acquisizione Lidar (Figura 2a, zoom). Il test di ricarica, protratto tra il 19/03/2014 ed il 24/10/2014, è consistito in alcune fasi di riempimento e svuotamento della vasca, permettendo così una buona caratterizzazione della fase transitoria del processo d'infiltrazione. Il volume complessivamente infiltrato è stato pari a circa $220 \times 10^3 \text{ m}^3$, (circa $10^3 \text{ m}^3/\text{giorno}$), con l'acqua che è recapitata attraverso una derivazione del Fiume Tagliamento. Un'appropriata caratterizzazione idro-chimica ha evidenziato la compatibilità tra l'acqua di strato e l'acqua di falda (Martelli *et al.*, 2014).

Il monitoraggio spazio-temporale delle variabili idrodinamiche è stato condotto attraverso la registrazione in continuo del volume d'acqua immesso e del livello idrico nella vasca, della quota della falda in piezometri a 15 e a 70 m di profondità, e per mezzo di acquisizioni di tomografia elettrica in modalità "time-lapse" con due estendimenti posti rispettivamente sul fondo e lungo il margine del bacino di ricarica. I dati del monitoraggio hanno evidenziato: i) la formazione di una falda sospesa al di sopra del livello A2; ii) un innalzamento limitato (nell'ordine di 10 cm) della falda regionale localizzata nel livello A4; iii) la sedimentazione sul fondo del bacino di uno strato di materiale fine trasportato in sospensione dalla canaletta di adduzione in occasione di lavori di sistemazione idraulica, con conseguente effetto "clogging" che ha ridotto la capacità d'infiltrazione nella seconda parte del test di ricarica.

3. MODELLAZIONE NUMERICA

FLOW3D, il modulo per la simulazione del flusso sotterraneo del codice di modellazione idrologica CATHY (Camporese *et al.*, 2010), è stato utilizzato per simulare il test di infiltrazione condotto a Mereto e valutare gli effetti di alcuni scenari di ricarica artificiale sulla falda freatica a scala regionale. FLOW3D risolve l'equazione di Richard, che per un sistema tridimensionale può scriversi come:

$$\sigma(S_w) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot [K_s K_r(S_w) (\nabla \psi + \eta_z)] + q \quad (1)$$

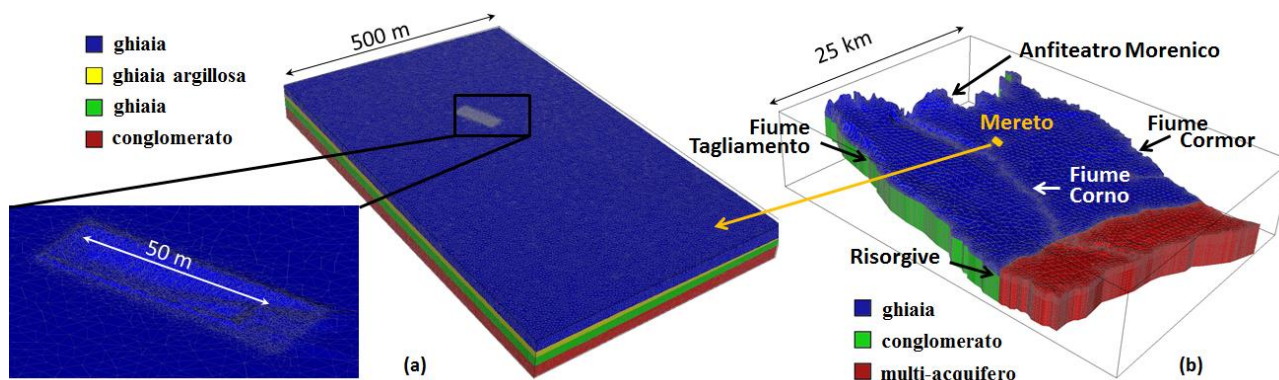


Figura 2. Griglie tridimensionali agli elementi finiti utilizzate (a) per la simulazione alla scala locale del test di ricarica controllata condotto a Mereto e (b) per la valutazione di alcuni scenari di ricarica a scala regionale. I colori sono rappresentativi delle diverse unità litostratigrafiche. La geometria della vasca è evidenziata nello zoom in (a).

dove $\sigma(S_w) = S_w S_s + \phi \partial S_w / \partial \psi$, S_w è il grado di saturazione, S_s il coefficiente di immagazzinamento elastico, ϕ la porosità, ψ il potenziale piezometrico, ∇ l'operatore gradiente, K_s il tensore di conducibilità idraulica, $K_r(\psi)$ la conducibilità idraulica relativa, $\eta_z = (0,0,1)^T$, z la coordinata verticale, e q_s il termine di sorgente o prelievo. L'equazione (1) è altamente non lineare in quanto i termini di immagazzinamento e la conducibilità dipendono dal potenziale piezometrico; la linearizzazione è ottenuta utilizzando gli schemi iterativi di Picard o Newton. Le caratteristiche idrauliche del suolo nella zona a parziale saturazione sono espresse attraverso il modello di van Genuchten.

1.1 Modellistica alla scala del bacino d'infiltrazione

Il dominio simulato, centrato sul bacino di ricarica, ha un'estensione di 500×810 m ed è delimitato superiormente dalla superficie del terreno e inferiormente da un basamento posto ad una quota di 35 m sul lmm, per uno spessore complessivo del dominio che in media è pari a 65 m (Figura 2a). Il dominio è stato discretizzato con una griglia tridimensionale ad elementi tetraedrici formata da 551'978 nodi e di 3'272'223 elementi e generata utilizzando la sequenza litologica ricostruita avvalendosi delle informazioni stratigrafiche a disposizione. Gli elementi sono caratterizzati da una dimensione che varia da 2 m di lato nelle zone più prossime al lago, a 6 m in prossimità alla frontiera del dominio (Teatini *et al.*, 2015).

Utilizzando per i parametri di van Genuchten dei valori desunti da alcune curve granulometriche ($\psi_s = 1.88$ m, $n = 0.3$, $S_w = 0.1$), la calibrazione del modello sul test di ricarica ha consentito di caratterizzare le proprietà idrauliche dei diversi layer geologici: 1) la permeabilità dell'ammasso ghiaioso è pari a 2×10^{-5} m/s (calibrazione con i dati della tomografia elettrica, Figura 3a); 2) l'importanza di livelli a minore permeabilità (circa un ordine di grandezza rispetto alla ghiaia) nella formazione di acquiferi sospesi temporanei (calibrazione con i dati dei piezometri a 15 m di profondità, Figura 3b); 3) l'elevata permeabilità ($\sim 1.1 \times 10^{-3}$ m/s) del conglomerato fratturato sede dell'acquifero regionale tale per cui una ricarica localizzata produce una crescita del livello piezometrico di poche decine di cm (calibrazione utilizzando i livelli registrati ai pozzi di profondità 60-70 m). Un'appropriata legge di riduzione del valore di conducibilità idraulica è stata implementata nello strato A1 per considerare l'effetto clogging (K_s da 2×10^{-5} m/s a 0.8×10^{-5} m/s).

1.2 Modellistica a scala regionale

La modellizzazione regionale è stata condotta per l'alta pianura Friulana considerando l'acquifero indifferenziato delimitato dall'Anfiteatro Morenico (Nord), il fiume Tagliamento (ad Ovest) il fiume Cormor (Est) ed un allineamento 4-5 km a Sud della linea delle risorgive (verso Sud) (Figura 1a). Il dominio considerato ha un'estensione di circa 35×24 km ed è delimitato superiormente dal piano campagna ed inferiormente dal bottom del conglomerato. Per rappresentare accuratamente la topografia del terreno e la litostratigrafia, la griglia di calcolo è composta di 138'958 nodi e di 732'718 tetraedri (Figura 2b). Una prima serie di simulazioni è stata condotta in regime stazionario per calibrare i parametri idrologici sulla piezometria media misurata nel periodo 1990-2000.

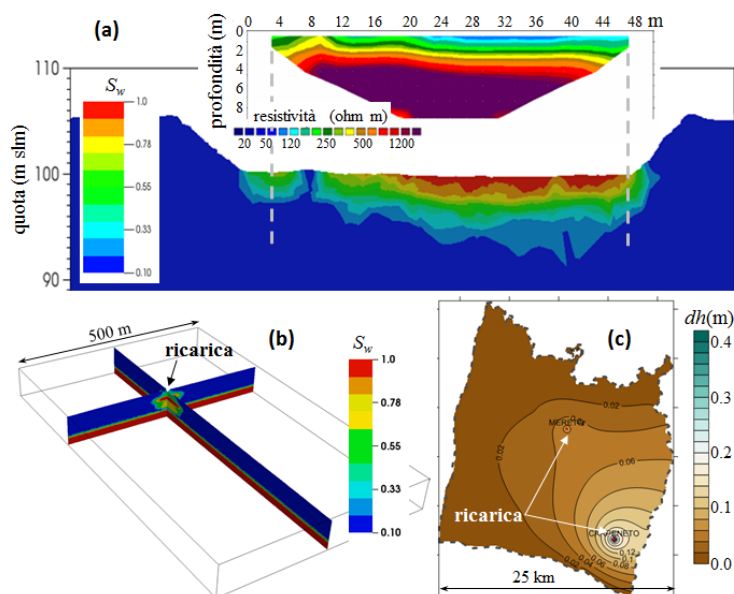


Figura 3. (a) Confronto tra il grado di saturazione calcolato dopo 7 ore dall'inizio del test di ricarica e la sezione di resistività ottenuta allo stesso istante dalla tomografia elettrica eseguita sul fondo della vasca. (b) Grado di saturazione dopo 50 giorni dall'inizio della ricarica; è evidente la formazione di una falda sospesa (in rosso). (c) Risultato del modello regionale in termini d'innalzamento del livello della falda freatica per lo scenario con ricarica a Mereto e Carpeneto ($12'000 \text{ m}^3/\text{giorno}$).

In accordo con le stime a disposizione (Martelli & Granati, 2010), il sistema acquifero è alimentato dal Tagliamento con un flusso giornaliero pari a circa $3'900'000 \text{ m}^3/\text{giorno}$, da una precipitazione efficace di circa $890'000 \text{ m}^3/\text{giorno}$ ($730 \text{ mm}/\text{anno}$ su una superficie circa pari a 444.8 km^2), e da una ricarica di $780'000 \text{ m}^3/\text{giorno}$ dall'Anfiteatro Morenico. Il Cormor è sostanzialmente un asse di simmetria per il sistema sotterraneo (flusso nullo). Sono quindi stati implementati alcuni scenari di ricarica sulla base dei risultati della simulazione a scala locale. Con l'utilizzo del solo bacino di Mereto (ricarica di $1'000 \text{ m}^3/\text{giorno}$) non si verifica una variazione significativa della quota della falda freatica; considerando l'uso simultaneo dei siti di ricarica di Mereto e Carpeneto (Figura 1a) realizzati dal Consorzio di Bonifica Pianura Friulana (per una portata complessiva dell'ordine di $12'000 \text{ m}^3/\text{giorno}$) di ottiene un innalzamento della quota di falda fino a 0.4 m (Figura 3c), con una traslazione verso monte della linea delle risorgive pari a 30 m . Risultati ancora più significativi potrebbero essere ottenuti qualora la ricarica controllata venisse condotta utilizzando anche altri siti già presenti, ad esempio le numerose cave di materiale inerte sparse sul territorio dell'Alta Pianura.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bonfanti, M. & Capone F. A preliminary assessment of the normative framework regulating MAR schemes in Europe: the EU Directives and their implementation in nine national legislations, *Acque Sotterranee*, 2014, AS10048, 61-66.
- Camporese, M., Paniconi, C., Putti, M. & Orlandini, S. Surface-subsurface flow modeling with path-based runoff routing, boundary condition-based coupling, and assimilation of multisource observation data, *Water Resour. Res.*, 2010, 46(2), W02512, doi:10.1029/2008WR007536.
- Chaieb, H., Moncef, R., Ouerfelli, N., Laghi, M., Magagnini, L., Tosatto, O., De Angelis, A., Sollazzo, F. & Teatini, P. On the effectiveness of reusing treated wastewater by infiltration ponds in coastal farmlands. Preliminary investigation on insights from the Korba site, Tunisia, in 1st CIGR Inter-Regional Conference on Land and Water Challenges, Paper no S7-8, 2013.
- Civita, M. Parere tecnico sul ravvenamento dell'acquifero libero nei Comuni di Lestizza, Pozzuolo del Friuli, Mereto di Tomba (UD). Consorzio di Bonifica Ledra - Tagliamento, 2005.
- Martelli, G. & Granati, C. A comprehensive hydrogeological view of the Friuli alluvial plain by means of a multi-annual quantitative and qualitative research survey, *Mem. Descr. Carta Geol. d'Italia*, 2010, XC, 181-208.
- Martelli, G., et al. Artificial recharge of phreatic aquifer in the Mereto di Tomba area (upper Friuli plain), *Procedia Engineering*, 2014, 89, 1241-1248.
- Sanchez-Vila, X., Armenter, J.L., Ortuño, F., Queralt, E. & Fernandez-Garcia, D. Managed artificial recharge in the Llobregat aquifers: quantitative versus qualitative aspects, in *The Llobregat: The Story of a Polluted Mediterranean River*, Hdb. Env. Chem., Springer, Berlin, 2012, pp. 51-68.
- Teatini, P., et al. Artificial recharge of the phreatic aquifer in the upper Friuli plain, Italy, by a large infiltration basin, *Environmental Earth Sciences*, 2015, 73(6), 2579-2595.

SALTWATER INTRUSION IN COASTAL AQUIFERS: LABORATORY EXPERIMENT AND NUMERICAL INTERPRETATION

Elena Crestani¹, Matteo Camporese¹ & Paolo Salandin¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ad Ambientale, Università di Padova

KEY POINTS

- Saline intrusion is a global problem of increasing concern. Physical models are essential to properly study this issue.
- A laboratory device has been developed to analyze the saltwater wedge evolution in the terminal part of a coastal aquifer.
- The experiment is monitored by means of photos and electrical resistivity tomography images and compared with numerical model results.

1 INTRODUCTION

Seawater intrusion is a worldwide problem of increasing concern, due to, among others factors, overexploitation of coastal aquifers, rising sea levels, and climate changes (e.g., Werner & al., 2013). To limit the deterioration of both surface water and groundwater quality caused by saline intrusion, in recent years many research studies have been developed with the purpose of identifying possible countermeasures, mainly consisting of underground barriers. In this context, physical models are fundamental to study the saltwater intrusion, since they provide a benchmark for numerical models and may give preliminary information on the effectiveness of countermeasures to limit the salt wedge intrusion.

In this work, a detailed laboratory experiment is described: the process is simulated in a specifically designed sand-box of known hydraulic characteristics and with outlet conditions, discharge input and output and salt concentration continuously monitored. Furthermore, the saltwater wedge evolution is monitored by means of Electrical Resistivity Tomography (ERT) and camera recording and subsequently compared with numerical simulations.

2 MODEL SETUP

A physical scale model has been built at the University of Padova to represent the terminal part of a coastal aquifer. The main purposes of the device are to study and describe the evolution of the salt wedge, the efficiency of underground barriers, and the minimum distance from the coast of a withdrawal that guarantees a continuous supply of freshwater.

The model consists of a laboratory flume 500 cm long, 30 cm wide and 60 cm high. Upstream from the sand-box, a tank filled by freshwater provides the recharge to the aquifer. The downstream tank simulates the sea and red food dye is added to the saltwater to allow the visualization of the salt wedge. An overview of the device is given in Figure 1.

The sand box, which represents the aquifer, is filled with a 48 cm-thick layer of glass beads, characterized by a d_{50} of 0.6 mm and a uniformity coefficient $d_{60}/d_{10} = 1.5$. The material is homogeneous, with porosity of about 0.37 and hydraulic conductivity of about 1.3×10^{-3} m/s. The volume of the downstream tank is about five times the upstream one, so that salt concentration variations (i.e., water density variations) due to the incoming freshwater flow are negligible. In order to verify that the salt concentration does not vary during the experiment, a conductivity meter placed in the downstream tank continuously measures the electrical conductivity of the saltwater. The water level in the two tanks is kept fixed during the tests ensuring a constant gradient and flow rate. Four ultrasonic sensors are used to continuously monitor the water levels in the tanks, i.e. the hydraulic gradient, and the discharged flow rate.



Figure 1. Overview of the laboratory device. From the left: the upstream tank, the sand box, the downstream tank.

3 RESULTS

The experiment presented here had a duration of about 24 h, during which the saltwater wedge was let to evolve until quasi-stationary conditions were obtained. The experiment was monitored by means of photos collected with regular frequency as well as ERT with a joint surface and cross-borehole configuration, specifically designed for the laboratory flume. The experimental results are also compared with numerical simulations performed by the SUTRA software (Voss, 1984).

Figure 2 compares a photograph, an electrical resistivity image, and the numerical results referring to the same time, i.e., 20 h from the start of the experiment. The three methods show a remarkable agreement in terms of saltwater wedge toe position and height, demonstrating that the process is well described and that the study case can represent a solid benchmark laboratory experiment.

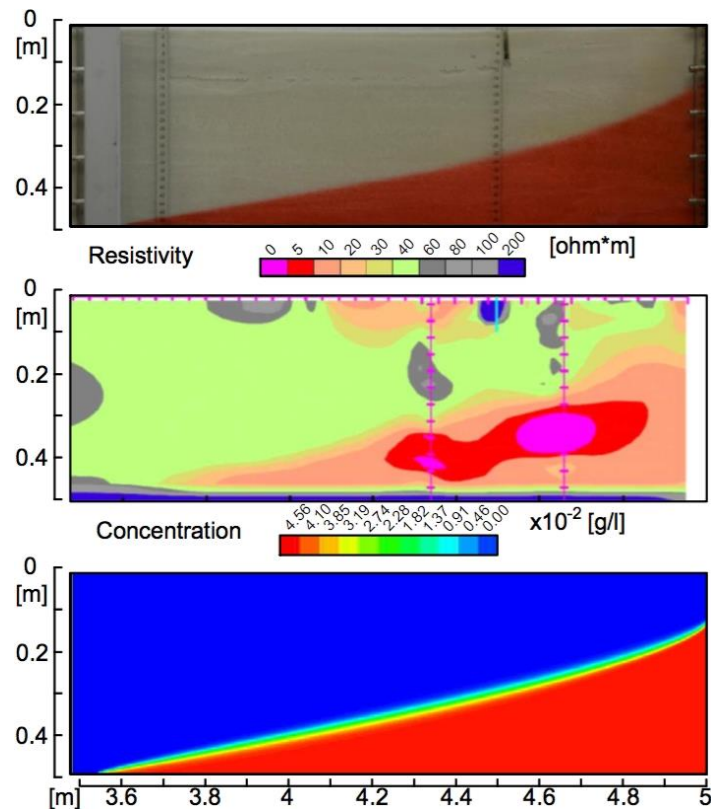


Figure 2. Saltwater wedge snapshot at time 20 h: top) photograph, middle) electrical resistivity image and bottom) numerical model results

Furthermore, the experimental results show how the two monitoring methods should be complementary in order to have a proper description of the phenomenon. On one hand, the analysis and inversion of the resistance data is a complex operation affected by significant uncertainty. Such uncertainty is further increased by the presence of a “blind area” close to the downstream tank, where ERT monitoring is difficult (if not impossible), due to the configuration of the electrodes. On the other hand, the photographs may be affected by a wall effect, i.e., a preferential flow path between the wall of the sand box and the porous media, which appears as a sharp transition front with likely underestimated diffusion. An accurate comparison of the monitoring methods and the numerical results allows for a proper description of the saltwater wedge evolution and the identification of its main characteristics as the toe position, the height, the depth of the interface below the water table and the thickness of the transition zone.

REFERENCES

- Werner, A.D., Bakker, M., Post, V.E.A., Vandenbohede, A., Lu, C., Ataie-Ashtiani, B., Simmons, C.T. & Barry, D.A., Seawater intrusion processes, investigation and management: recent advances and future challenges. *Adv. Water Resour.*, 2013, 51 (1), 3–26.
- Voss, C.I. A finite element simulation model for saturated-unsaturated fluid density dependent groundwater flow with energy transport or chemically reactive single species solute transport, U. S. Geological Survey Water Resources Investigations Report, 1984, 84(4368).

COMPARATIVE ASSESSMENT OF CONTINUUM BIMOLECULAR REACTIVE TRANSPORT MODELS

Giovanni Michele Porta¹ & Giulia Ceriotti¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale -Politecnico di Milano

KEY POINTS

- We assess and compare the ability of different continuum models to reproduce a homogeneous irreversible bimolecular reaction taking place in a disordered porous medium.
- Using pore-scale simulations, we interpret the simulation results with 4 models: 3 effective models requiring calibration and a nonlocal model resulting from upscaling through volume averaging.
- We conclude that i) parameters estimation strongly depends on chosen calibration data and ii) the upscaled model leads to accurate predictions by relying on pore-scale information.

1 INTRODUCTION

The relative importance of advection, diffusion and reaction timescales is crucial to characterize reactive transport processes in porous media and to model the evolution of solute concentrations. In this work we focus on a simple bimolecular, homogeneous and irreversible reaction of the type $A+B \rightarrow C$ taking place in disordered porous geometry under advection dominated conditions and fast reaction. These conditions are associated to large values of the Péclet, Pe , and Damköhler, Da , numbers. The classical continuum model, employed for reactive transport modeling is the Advection Dispersion Reaction Equation (ADRE) which relies on the assumption of complete mixing of the reactants at the pore-scale. Available column experiments at the laboratory scale (Raje & Kapoor, 2000, Gramling *et al.*, 2002) document that ADRE is not able to capture time and spatial evolution of product C when Pe and Da are numbers larger than unity. Experimental observations of pore-scale reaction rate (de Anna *et al.*, 2013, 2014) show that the spatial distribution of the reaction rates within the pore space is highly non uniform and clearly demonstrate that the assumption of complete mixing is not satisfied in case of advection dominated and fast reaction case studies.

Among the different approaches proposed in literature to embed the effect of incomplete mixing, in this work we focus on models based on a continuum approximation (e.g., Sanchez-Vila *et al.*, 2010; Hochstetler & Kitanidis, 2013). Those models embed the effect of incomplete mixing into effective model parameters which require to be estimated using a set of observations. Alternatively continuum models can be derived formally using averaging methods as volume averaging (e.g., Whitaker, 1998). The latter is applied to bimolecular reactive transport by Porta *et al.* (2012). These authors propose a nonlocal continuum-scale formulation taking into account the effect of incomplete mixing due to the high values of Pe and Da numbers.

In this work, we aim to i) provide the numerical approximation of the nonlocal upscaled model of bimolecular reactive transport derived by Porta *et al.* (2012); ii) test the ability of different effective models proposed in literature and the up-scaled model proposed by Porta *et al.* (2012) to predict the features characterizing the evolution of a fast bimolecular and homogeneous reaction in a bi-dimensional pore-space domain and iii) assess the influence of data calibration choice on parameters estimation.

2 PROBLEM SETTING AND CONTINUUM SCALE MODELS

We consider a two-dimensional porous domain Ω constituted by periodic cells. The solid phase (Ω_s) is generated by the random superposition of circular grains of uniform size. The part of the domain not occupied by solid is fully saturated with liquid (Ω_l). The boundary lying between liquid and the solid phases is impermeable to the flux. The flow in the liquid phase is driven by pressure in x-direction and is steady and laminar. The disordered geometry of the domain leads to a strongly non-uniform velocity field where high-velocity channels and stagnant zones are present. The reaction $A + B \rightarrow C$ takes place in the liquid phase without affecting velocity field and the grains geometry. The pore-space phase is initially saturated by the reactant A with constant concentration equal to c_0 . For $t > 0$ the species B is injected continuously in the

domain at a constant concentration c_0 through the left boundary. The non-uniform distribution of velocity leads significant and sharp variations of A, B and C concentrations across relatively small distances. The reactant A tends to be entrapped into stagnant zones which are scarcely accessible to reactant B. The latter, instead, rapidly occupies principal pathways, characterized by large velocity values.

In this work assess the capability of three existing effective models together with the upscaled one to interpret and predict the evolution of the reactant and product concentration in the problem setting described above. The formulation of the effective continuum models considered in this work are based on the ADRE structure where an effective parameter quantifies the longitudinal dispersion (D) and the reaction term is computed as $R = K_{eff} C_A C_B$.

In the classical ADRE model, assuming the complete mixing at pore scale level, K_{eff} is modeled as

$$K_{eff} = \frac{Da}{Pe} \quad (1)$$

In addition to ADRE model, we consider two effective models aiming to take into account the incomplete mixing effect: the ones proposed by *Sanchez Vila et al.* (2010) and by *Hochstetler & Kitanidis* (2013) in which K_{eff} is modeled as

$$K_{eff} = \beta \frac{Da}{Pe}; \beta = \frac{\hat{\beta}_0 \hat{t}^{-m}}{\hat{k}} \quad (2)$$

$$K_{eff} = E_F \frac{Da}{Pe}; E_F = \frac{\gamma \lambda}{Da + \lambda} \quad (3)$$

where the hat-signed variables are dimensional, $\hat{\beta}_0$, γ , λ and m are effective parameters which require to be estimated; \hat{t} is the dimensional time and \hat{k} is the intrinsic reaction rate measured by batch experiments.

Together with the three effective models introduced in (1)-(3), we include in our analysis the upscaled formulation provided by *Porta et al.* (2012) using the volume averaging technique. The latter formulation includes non local terms and parameters that can be fully determined when pore-scale geometry and velocity distribution are known.

3 MODELS ASSESSMENT

3.1 Influence of calibration dataset on effective parameter estimation

The three considered effective models embed different calibration parameters. The longitudinal dispersion coefficient is considered as a calibration parameter for all three models. Models suggested by *Sanchez Vila et al.* (2010) and by *Hochstetler & Kitanidis* (2013) include two additional parameters each one linked to incomplete mixing effect which affects the speed of reaction occurrence. We select two sets of calibration data, i.e., concentration profiles of the invading reactant B and of the reaction product C at a fixed dimensionless time. We perform the parameter estimation process in a maximum likelihood framework (*Carrera & Neuman*, 1986) considering a different metric depending on the calibration dataset chosen. The comparison between results yielded by using different calibration datasets suggests that the estimated parameters can be remarkably different depending on the calibration dataset chosen. In Figure 1 we report the calibrated dispersion coefficients for the three models and for the two datasets considered and the related uncertainty.

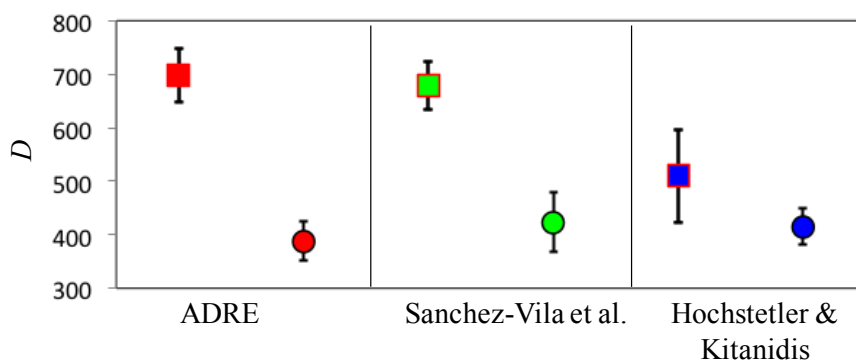


Figure 1. Maximum likelihood estimates of the longitudinal dispersion and related uncertainty. Results are obtained through calibration if the three considered models against B (filled squares) and C (filled circles) concentration profiles.

Model calibrations through the distribution of B reactant concentration yield estimates of D which are typically larger than those based on concentration of the product C. The parameters estimations related to reaction term present lower uncertainty when C concentrations dataset is used instead of B ones suggesting that an accurate estimation of the incomplete mixing parameters embedded in effective model considered requires information on the reaction product.

3.2 Model performances comparison

We compare the performance of the four continuum models considered in this study using the set of pore-scale numerical simulation results as validation data.

In Figure 2 we compare concentration longitudinal profiles of reactants and product yielded by pore-scale numerical simulations calibrated effective models and nonlocal model concentration profiles predictions. We can observe localized high concentration peaks in the pore-scale simulations profiles of the reaction product C and reactant A for $x < 400$. Those are due to the presence of cavities in the pore-scale structure where solute mass remains entrapped for long times. We notice that all four continuum-scale models considered in this study fail to reproduce the trapped concentration of species A in immobile regions. On the other hand, the nonlocal model by *Porta et al.* (2012) allows improving the interpretation of the concentration of the invading reactant B, as shown in Figure 2. Close inspection of the breakthrough curves demonstrates that early arrival times of B solute mass at a fixed location are predicted with higher accuracy by the volume averaged model proposed by *Porta et al.* (2012) as compared to the other effective models. This improvement is due to an improved continuum-scale representation of mixing at the main reactive front. Moreover, the volume averaged model captures the asymmetric shape of the concentration profile associated with C, as shown in Figure 2, right. This result is due to the consideration of nonlocal transport terms and memory effects.

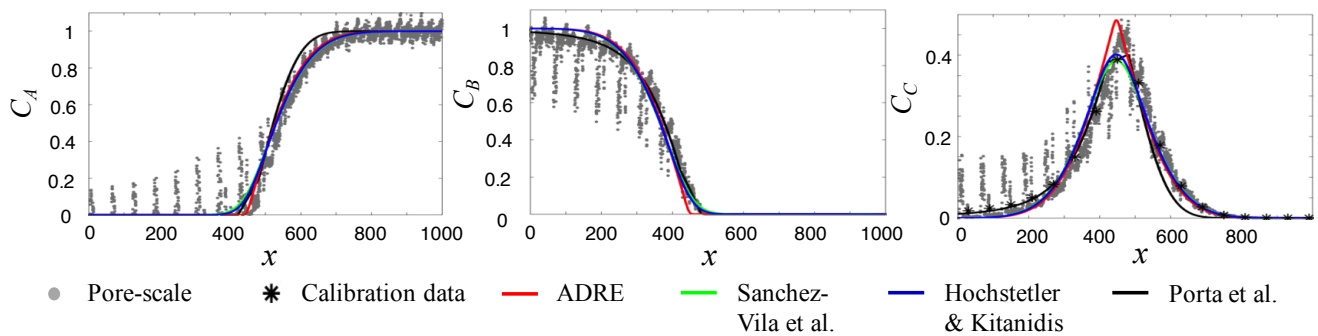


Figure 2. Comparison of concentration profiles obtained through pore- and continuum-scale simulation results for a fixed time level.

4 CONCLUSIONS

We investigate the occurrence of a fast irreversible homogeneous reaction taking place in a two-dimensional disordered porous medium under advection dominated conditions.

We consider three effective models already presented in the literature which include one or more effective parameters requiring estimation. We employ a set of pore-scale numerical simulations as calibration and validation data. We perform the calibration process using different sets of calibration data. Our results show that parameter estimates largely depend on whether the concentration of the reaction product or of one of the two reactants is employed. We contrast these results with those obtained through an upscaled model, the parameters of which can be evaluated directly from the knowledge of pore-scale information. This latter upscaled model embeds nonlocal integro-differential terms, which account for the time dependent evolution of effective parameters in a pre-asymptotic transport regime. The nonlocal upscaled model, which has been solved numerically, allows interpreting specific features observed from direct averaging of the pore-scale numerical solution without resorting to model calibration. Using the nonlocal model we are able to predict peculiar aspects of the reactive process as the non-Fickian transport behavior of the invading reactant B and the asymmetric shape of the reaction product concentration profile.

REFERENCES

- Carrera J, Neuman SP. Estimation of aquifer parameters under transient and steady state conditions: 1. Maximum likelihood method incorporating prior information, *WatResour Res.* 1986; 22 (2):199-210.
- De Anna P, Jimenez-Martinez J, Tabuteau H, Turuban R, Le Borgne T, Derrien M, et al. Mixing and reaction kinetics in porous media: An experimental pore-scale quantification. *Environ Sci Technol.* 2013;48(1):508-16.
- De Anna P, Dentz M, Tartakovsky A, Le Borgne T. The filamentary structure of mixing fronts and its control on reaction kinetics in porous media flows. *Geophys ResLett.* 2014;41(13):4586-93.
- Hochstetler DL, Kitanidis PK. The behavior of effective rate constants for bimolecular reactions in an asymptotic transport regime. *J ContamHydrol.* 2013;144(1):88-98.
- Gramling CM, Harvey CF, Meigs LC. Reactive transport in porous media: A comparison of model prediction with laboratory visualization. *Environ Sci Technol.* 2002;36(11):2508-14.
- Porta GM, Riva M, Guadagnini A. Upscaling solute transport in porous media in the presence of an irreversible bimolecular reaction. *Adv Water Resour.* 2012;35:151-62.
- Raje DS, Kapoor V. Experimental study of bimolecular reaction kinetics in porous media. *Environ Sci Technol.* 2000;34(7):1234-9.
- Sanchez-Vila X, Fernández-García D, Guadagnini A. Interpretation of column experiments of transport of solutes undergoing an irreversible bimolecular reaction using a continuum approximation. *Water Resour Res.* 2010;46(12).
- Whitaker S. The method of volume averaging. Springer Science & Business Media; 1998.

NON-NEWTONIAN FLOW IN A VARIABLE APERTURE FRACTURE: EFFECT OF FLUID RHEOLOGY

Giada Felisa¹, Valentina Ciriello¹, Sandro Longo² & Vittorio Di Federico¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM), Università di Bologna, Viale Risorgimento 2, 40136 Bologna, Italy; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambiente Territorio e Architettura (DICAteA), Università di Parma, Parco Area delle Scienze, 181/A, 43124 Parma, Italy

KEY POINTS

- A conceptual model is presented for non-Newtonian fluid flow in fractured media. The fluid is represented via a truncated power-law model, the fracture aperture via a stochastic model
- The fracture flowrate is derived for flow perpendicular to aperture variation as a function of the parameters describing the fluid rheology and the variability of the aperture field
- Adoption of the pure power law model leads to overestimation of the flowrate with respect to the truncated model, more so for large external pressure gradient and/or aperture variability

1 INTRODUCTION

Hydraulic fracturing is largely used for optimal exploitation of oil, gas and thermal reservoirs. Non-Newtonian fluids are most frequently used in this type of operations (Linkov, 2014), and also in other application in reservoir engineering (Ozdemirtas *et al.*, 2010). Hence, it is important to model non-Newtonian flow in fractured media. A first step in this process is a detailed understanding of flow in a single fracture, as the space between fracture walls (termed fracture aperture) is typically spatially variable. Modeling this variability can be achieved with a deterministic (Di Federico, 1998) or stochastic (Silliman, 1989; Di Federico, 1997) approach, and the flowrate occurring in a single fracture under a given pressure gradient be determined as a function of the parameters describing the variability of the aperture field. From the flowrate, an equivalent aperture can then be derived (Di Federico, 1998; Silliman, 1989).

Another relevant issue is the rheological nature of the non-Newtonian fluid. Typically, power-law fluids governed by the four-parameter Carreau constitutive equation are employed (Lavrov, 2015); this rheological equation is, however, well approximated by the truncated power-law model, whose adoption is more suitable for numerical modeling of flow in variable aperture fractures (Lavrov, 2013). To this end, Lavrov (2015) derived the expressions for flow of a truncated power-law fluid between parallel walls under a constant pressure gradient.

This paper extends the adoption of the truncated power-law model to variable aperture fractures, with the aim of understanding the joint influence of rheology and aperture spatial variability. Section 2 summarizes results on flow of a truncated power-law fluid between parallel walls; Section 3 presents the general expression of the flowrate for flow perpendicular to aperture variation; Section 4 illustrates the case of a lognormal aperture variation, comparing results with those obtained for pure power-law fluids.

2 FLOW OF TRUNCATED POWER-LAW FLUID FLOW IN A CONSTANT APERTURE FRACTURE

Consider the flow of a shear-thinning non-Newtonian fluid in a fracture of width W and constant aperture b ; the coordinate system is shown in Figures 1a-1b; the fracture walls are at $z = +b/2$ and $z = -b/2$. Suppose a uniform, positive pressure gradient $p_x = (p(0) - p(L))/L$ is applied in the x direction. Assuming that $b \ll W$, the velocity components in the y and z directions are zero, and the only nonzero velocity component v_x is solely a function of z . The fluid is described by the rheological truncated power-law model, reading, in the simple shear situation described above, $\tau = \mu_a \dot{\gamma}$, with τ shear stress and $\dot{\gamma}$ shear rate; the apparent viscosity μ_a is given by

$$\mu_a = \mu_0 \text{ for } \dot{\gamma} \leq \dot{\gamma}_1; \mu_a = m \dot{\gamma}^{n-1} \text{ for } \dot{\gamma}_1 < \dot{\gamma} < \dot{\gamma}_2; \mu_a = \mu_\infty \text{ for } \dot{\gamma} \geq \dot{\gamma}_2. \quad (1)$$

In eq. (1), depicted in Figure 1c, μ_0 is the viscosity at zero shear rate, μ_∞ is the limiting viscosity for $\dot{\gamma} \rightarrow \infty$, n and m are the rheological and consistency index, respectively, $\dot{\gamma}_1 = (m/\mu_0)^{1/(1-n)}$ is the lower shear rate at which the high viscosity cutoff μ_0 is introduced, and $\dot{\gamma}_2 = (m/\mu_\infty)^{1/(1-n)}$ is the higher shear rate at which the low viscosity cutoff μ_∞ is introduced. The above four-parameter model is identical to the pure power-law model of parameters n and m in the intermediate shear stress range $\dot{\gamma}_1 < \dot{\gamma} < \dot{\gamma}_2$, and overcomes the limitation of having $\mu_a \rightarrow \infty$ for $\dot{\gamma} \rightarrow 0$ and $\mu_a \rightarrow 0$ for $\dot{\gamma} \rightarrow \infty$. Lavrov (2015) showed that the truncated power-law model is practically indistinguishable, for practical purposes, from the Carreau model. He also derived the velocity field $v_x(z)$ and the flowrate per unit width $q_x = Q_x/W$ under a constant pressure gradient p_x . The flowrate expression can take three different expressions, given by

$$\begin{aligned} q_{xI}(b) &= \frac{b^3 p_x}{12 \mu_0} \text{ for } b < b_1 = \frac{2 \mu_0 \dot{\gamma}_1}{p_x}; \\ q_{xII}(b) &= \frac{2(1-n)m^{3/(1-n)}}{3(2n+1)\mu_0^{(2n+1)/(1-n)} p_x^2} + \frac{2nb^{(2n+1)/n}}{2n+1} \left(\frac{p_x}{2^{n+1}m} \right)^{1/n} \text{ for } b_1 < b < b_2; \\ q_{xIII}(b) &= \frac{b^3 p_x}{12 \mu_\infty} - \frac{2(1-n)m^{3/(1-n)}}{3(2n+1)p_x^2} \left(\frac{1}{\mu_\infty^{(2n+1)/(1-n)}} - \frac{1}{\mu_0^{(2n+1)/(1-n)}} \right) \text{ for } b > b_2 = \frac{2m\dot{\gamma}_2^n}{p_x}. \end{aligned} \quad (2a,b,c)$$

According to eq. (2), three flow regimes (I = low shear rate regime, II = intermediate shear rate regime, and III = high shear rate regimes) are possible within the fracture, depending on the relationship between its aperture b and the two threshold apertures b_1 and b_2 .

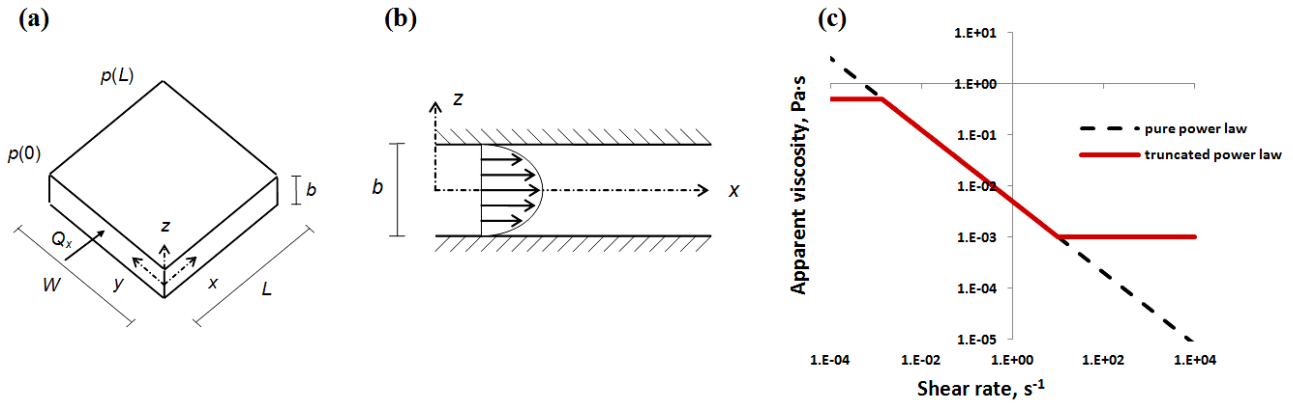


Figure 1. Panel (a) shows the fracture sketch with applied pressure gradient; panel (b) shows the fracture profile in the x direction; panel (c) depicts the apparent viscosity as a function of shear rate for the two models: truncated power-law and pure power-law.

3 FLOW IN A VARIABLE APERTURE FRACTURE

The fracture aperture is usually taken to vary as a two-dimensional, spatially homogeneous and correlated random field, with a probability density function $f(b)$. The fracture dimensions are assumed to be much larger than the integral scale of the aperture autocovariance function. Then, under ergodicity, spatial averages and ensemble averages are interchangeable, and a single realization can be examined (Silliman, 1989; Lavrov, 2013). To derive an approximate expression for the equivalent aperture, one-dimensional flow can be considered in two limiting cases; in the first, the pressure gradient is transverse to the aperture variability; in the second, the pressure gradient is parallel to aperture variability. The equivalent aperture for flow in a 2-D aperture field is taken as the geometric average of the equivalent apertures derived for the two limit cases. This approach was used for Newtonian flow by Silliman (1989) to derive estimations of hydraulic and transport apertures, and by Di Federico (1997, 1998) to derive an estimate the hydraulic aperture for non-Newtonian flow under stochastic and deterministic aperture variation, respectively.

Here, we consider exclusively case 1 with flow parallel to constant aperture channels, i.e., transverse to aperture variation (Figure 2a); the applied pressure gradient is $p_x = (p(0) - p(L))/L$; the volumetric flux is obtained through the following procedure.

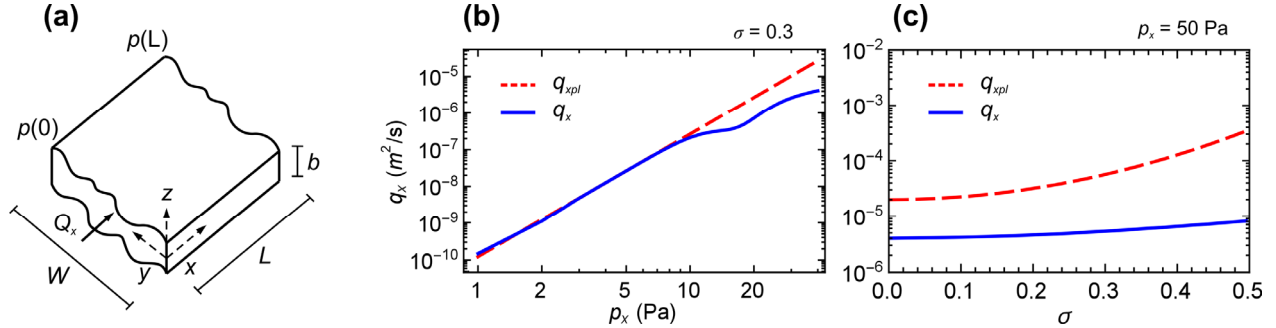


Figure 2. Panel (a) shows flow perpendicular to aperture variation described by the aperture density function $f(b)$; panel (b) depicts the flowrates for the truncated and pure power law case versus pressure gradient for fixed aperture variability; panel (c) does the same versus aperture variability for fixed gradient.

The fracture model is discretized into N neighboring channels, each having equal width and constant aperture b_i . Depending on the local aperture value, in each channel the flow regime is either I, or II, or III, and the corresponding flowrate per unit width is given either by eq. (2a), (2b), or (2c). The number of channels in each regime is N_I, N_{II}, N_{III} , respectively, and the total width of the channels in each regime is W_I, W_{II}, W_{III} , with $N = N_I + N_{II} + N_{III}$ and $W = W_I + W_{II} + W_{III}$; the i -th channel in each regime j ($j = 1, 2, 3$) has width $W_{ji} = W_j / N_j$. Assuming that the shear between neighboring channels and the drag against the connecting walls may be neglected, the total flowrate in the x direction is

$$Q_x = \sum_{i=1}^{N_I} q_I(b_i) W_{Ii} + \sum_{i=1}^{N_{II}} q_{II}(b_i) W_{IIi} + \sum_{i=1}^{N_{III}} q_{III}(b_i) W_{IIIi}. \quad (3)$$

Taking the limit as $N_j \rightarrow \infty$, the width of each channel tends to zero and the discrete aperture variation to a continuous one; then under ergodicity, and exploiting the previous relationships, eq. (3) gives for the flowrate per unit width in the x direction the expression

$$q_x = \frac{Q_x}{W} = P_I I_I \frac{p_x}{12\mu_0} + P_{II} \left[P_{II} \frac{2(1-n)m^{3/(1-n)}}{3(2n+1)\mu_0^{(2n+1)/(1-n)} p_x^2} + \frac{n}{2n+1} I_{II} \left(\frac{p_x}{2^{n+1}m} \right)^{1/n} \right] + P_{III} \left[I_{III} \frac{p_x}{12\mu_\infty} - P_{III} \frac{2(1-n)m^{3/(1-n)}}{3(2n+1)p_x^2} \left(\frac{1}{\mu_\infty^{(2n+1)/(1-n)}} - \frac{1}{\mu_0^{(2n+1)/(1-n)}} \right) \right], \quad (4)$$

$$I_I = \int_0^{b_1} b^3 f(b) db; I_{II} = \int_{b_1}^{b_2} b^{(2n+1)/n} f(b) db; I_{III} = \int_{b_2}^{\infty} b^3 f(b) db; P_I = F(b_1); P_{II} = F(b_2) - F(b_1); P_{III} = 1 - F(b_2), \quad (5)$$

where $f(b)$ and $F(b)$ are the pdf and cumulative distribution function of the aperture field, respectively.

4 ESTIMATE OF FLOWRATE AND DISCUSSION

A lognormal distribution is adopted for the aperture field, consistently with earlier work on flow and transport in variable aperture fractures (Silliman, 1989). Its probability distribution function is given by

$$f(b) = \frac{1}{b\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\ln b - \ln b_g)^2}{2\sigma^2}\right], \quad (6)$$

where $b_g = \langle b \rangle \exp(-\sigma^2/2)$ is the geometric mean, $\langle b \rangle$ the arithmetic mean, and σ^2 the variance of $\ln b$. Utilizing eqs. (4)-(5) with eq. (6) gives for the factors I_j and P_j ($j = 1, 2, 3$) the following expressions:

$$\begin{aligned} I_I &= \frac{\langle b \rangle^3}{2} \exp(3\sigma^2) \left[1 + \operatorname{erf}\left(\frac{1}{\sqrt{2}\sigma} \left(\ln \frac{b_1}{\langle b \rangle} - \frac{5\sigma^2}{2} \right) \right) \right], \quad I_{II} = \frac{\langle b \rangle^{(2n+1)/n}}{2} \exp\left(\frac{(2n+1)(n+1)}{2n^2} \sigma^2\right) \\ &\cdot \left[\operatorname{erf}\left(\frac{1}{\sqrt{2}\sigma} \left(\ln \frac{b_2}{\langle b \rangle} - \frac{(3n+2)\sigma^2}{2n} \right) \right) - \operatorname{erf}\left(\frac{1}{\sqrt{2}\sigma} \left(\ln \frac{b_1}{\langle b \rangle} - \frac{(3n+2)\sigma^2}{2n} \right) \right) \right], \\ I_{III} &= \frac{\langle b \rangle^3}{2} \exp(3\sigma^2) \left[1 - \operatorname{erf}\left(\frac{1}{\sqrt{2}\sigma} \left(\ln \frac{b_2}{\langle b \rangle} - \frac{5\sigma^2}{2} \right) \right) \right], \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} P_I &= \frac{1}{2} \left[1 + \operatorname{erf}\left(\frac{1}{\sqrt{2}\sigma} \left(\ln \frac{b_1}{\langle b \rangle} + \frac{\sigma^2}{2} \right) \right) \right], \quad P_{II} = \frac{1}{2} \left[\operatorname{erf}\left(\frac{1}{\sqrt{2}\sigma} \left(\ln \frac{b_2}{\langle b \rangle} + \frac{\sigma^2}{2} \right) \right) + \right. \\ &\left. - \operatorname{erf}\left(\frac{1}{\sqrt{2}\sigma} \left(\ln \frac{b_1}{\langle b \rangle} + \frac{\sigma^2}{2} \right) \right) \right], \quad P_{III} = \frac{1}{2} \left[1 - \operatorname{erf}\left(\frac{1}{\sqrt{2}\sigma} \left(\ln \frac{b_2}{\langle b \rangle} + \frac{\sigma^2}{2} \right) \right) \right], \end{aligned} \quad (8)$$

where $\operatorname{erf}(\cdot)$ is the error function. The expression of the flowrate given by eq. (4) with eqs. (7-8) is compared with that of a pure power-law (pl) fluid of parameters m and n (Di Federico, 1998), i.e.

$$q_{xpl} = \frac{n}{2n+1} \left(\frac{p_x}{2^{n+1}m} \right)^{1/n} \langle b \rangle^{(2n+1)/n} \exp\left(\frac{(2n+1)(n+1)\sigma^2}{2n^2}\right). \quad (9)$$

Clearly, $q_x \rightarrow q_{xpl}$ for $\mu_0 \rightarrow \infty$ and $\mu_\infty \rightarrow 0$. Both flowrates q_x and q_{xpl} are plotted in Figures 2b and 2c for $\mu_0 = 0.5 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, $\mu_\infty = 0.001 \text{ Pa} \cdot \text{s}$, $n = 0.3$ and $m = 0.005 \text{ Pa} \cdot \text{s}^n$; Figure 2b depicts q_x and q_{xpl} versus p_x for fixed $\sigma = 0.3$; Figure 2c does so versus σ for fixed $p_x = 50 \text{ Pa/m}$. It is seen that the flowrate for the truncated model is always decidedly smaller than that associated with the pure power-law, except for very small pressure gradients. The difference between the two increases as the external pressure gradient and aperture variability become larger. Hence, adoption of the pure power law model leads to a significant overestimation of the flowrate with respect to the more realistic truncated rheological model.

REFERENCES

- Di Federico, V. Non-Newtonian flow in a variable aperture fracture, *Transport in Porous Media*, 1998, 30(1), 75-86.
 Di Federico, V. Estimates of equivalent aperture for Non-Newtonian flow in a rough-walled fracture, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1997, 34(7), 1133-1137.
 Lavrov, A. Flow of truncated power-law fluid between parallel plates for hydraulic fracturing applications, *Journal of non-Newtonian Fluid Mechanics*, 2015, 223, 141-146.
 Lavrov, A. Redirection and channelization of power-law fluid flow in a rough walled fracture, *Chemical Engineering Science*, 2013, 99, 81-88.
 Linkov, M.A. On comparison of thinning fluids used for hydraulic fracturing, *International Journal of Engineering Science*, 2014, 77, 14-23.
 Ozdemirtas, M., Kuru, E., & Babadagli, T. Experimental investigation of borehole ballooning due to flow of non-Newtonian fluids into fractured rock, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 2010, 47, 1200-1206.
 Silliman, S.E. An interpretation of the difference between aperture estimates derived from hydraulic and tracer tests in a single fracture, *Water Resources Research*, 1989, 25(10), 2275-2283.

GLOBAL SENSITIVITY ANALYSIS IN SUBSURFACE HYDROLOGY: TRENDS AND PERSPECTIVES

Valentina Ciriello¹ & Ilaria Lauriola¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM) – Università di Bologna

KEY POINTS

- We analyze the trend in last decades related to the employment of Global Sensitivity Analysis (GSA) in the field of subsurface hydrology
- We investigate the main differences between variance-based and distribution-based approaches and how to relate these approaches with metamodeling strategies
- We show how metamodeling techniques allow to drastically reduce the computational cost associated with GSA in several applications

1 INTRODUCTION

In the last years, Global Sensitivity Analysis (GSA) has been increasingly employed to analyze the influence of uncertain parameters on the variance of model responses. The main idea of GSA is to jointly consider the variability of all the uncertain input parameters to overcome the limits imposed by local approaches, typically performed by considering one parameter at a time, relying on the assumptions of model linearity. In this context, *Ferretti et al.* (2016) presented an accurate review on the academic literature on sensitivity analysis, investigating the trends in last decade, based on the Elsevier's Scopus database of scientific publications. Even though local approaches are still predominant in sensitivity analysis, these authors detected a positive trend in the use of GSA. In line with their approach, based on the same database, we analyzed the number of papers focused on the employment of GSA in the last twenty years, identifying, in particular, papers related to hydrogeological applications. Figure 1 depicts the results of this research that confirms the overall positive trend associated with GSA, but highlights that still a low number of papers uses this approach in the field of subsurface hydrology.

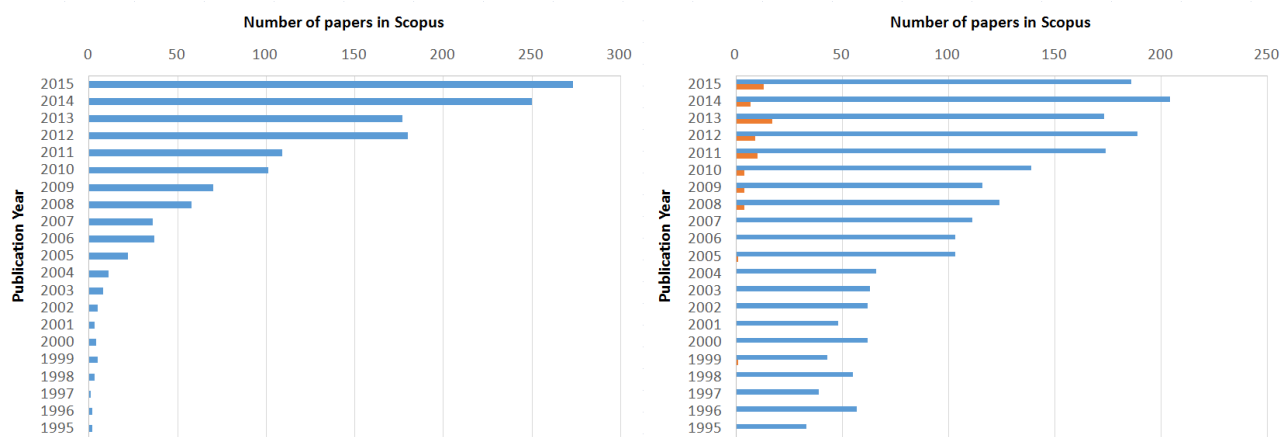


Figure 1. Left panel: number of papers, published in the years 1995-2015, including "global sensitivity analysis" either in the title, abstract or keywords. Right panel: number of papers related to subsurface hydrology and published in the years 1995-2015, including (i) "sensitivity analysis" either in the title, abstract or keywords (blue line), (ii) "global sensitivity analysis" either in the title, abstract or keywords (red line). Data belong to the Elsevier's Scopus database of scientific publications.

GSA has shown to be promising in several contexts. As an example, it has been used to support risk assessment, model calibration, experimental design and model discrimination criteria (e.g., *Ciriello et al.*, 2013a,b, 2015; *Porta et al.*, 2014; *Rajabi et al.*, 2015). However, the computational cost associated with GSA is the main drawback, preventing the use of this method in case of complex modeling scenarios. This

issue is critical in subsurface hydrology, given the strong heterogeneity characterizing natural porous media and the lack of sufficient site characterization. On the other hand, these observations support the use of analyses aimed at reducing uncertainty associated with model predictions in this field (Tartakovsky, 2007).

Hereinafter, we summarize the main concepts related to variance-based and distribution-based GSA. The former is still generally preferred in practical applications (Ferretti *et al.*, 2016) even if independence among uncertain model parameters is required. Hence, we introduce the metamodeling strategy based on the Polynomial Chaos Expansion theory (Wiener, 1938) and we show how to employ this technique to significantly decrease the computational cost of both variance and distribution-based approaches. A set of final remarks closes the paper.

2 GLOBAL SENSITIVITY ANALYSIS: VARIANCE-BASED AND DISTRIBUTION-BASED APPROACHES

2.1 Variance-based GSA

Variance-based GSA is aimed at defining the relevance of each uncertain model parameter based on the contribution provided to the variance of model response. In this context, the Sobol indices (Sobol, 1993) are widely used as sensitivity metrics as they do not require any assumption of model linearity. Their definition relies on the ANOVA decomposition (Archer *et al.*, 1997). Consider a model function $y=f(\mathbf{x})$, where \mathbf{x} is a vector collecting n independent random parameters. If $f(\mathbf{x})$ belongs to the space of square-integrable functions, the total variance, V , of model response can be computed as follows:

$$V = \int f^2(\mathbf{x})d\mathbf{x} - f_0^2 = \sum_{s=1}^n \sum_{i_1 < \dots < i_s} V_{i_1, \dots, i_s}, \quad V_{i_1, \dots, i_s} = \int f_{i_1, \dots, i_s}^2 dx_{i_1} \dots dx_{i_s}, \quad (1)$$

where V_{i_1, \dots, i_s} is the generic partial variance due to the contribution of a given subset of model parameters. The correspondent Sobol index is given by (Sobol, 1993):

$$S_{i_1, \dots, i_s} = V_{i_1, \dots, i_s} / V. \quad (2)$$

Indices defined in (2) sum up to unity.

A complete variance-based GSA requires the numerical estimation of 2^n integrals of the kind reported in (1). This is typically performed in a Monte Carlo framework as shown by Sobol (2001). Nevertheless, the computational cost can be prohibitive when the model is complex and the number of uncertain parameters is large (Sudret, 2008).

2.2 Distribution-based GSA

Variance of model response does not provide a complete information on output variability. In order to analyze the influence of uncertain input parameters on the entire distribution of model response, it is necessary to define new sensitivity metrics not dependent on a specific moment. To this end, Borgonovo (2007) introduced a global sensitivity indicator that reads as follow:

$$\delta_i = \frac{1}{2} E[s(X_i)] = \int_{D_{X_i}} \left[\int_{D_Y} |f_Y(y) - f_{Y|X_i}(y)| dy \right] dx_i, \quad (3)$$

where δ_i describes the contribution of the uncertain parameter x_i to the distribution of y . Note that δ_i is a metric able to account for correlations among parameters that represents one of the main limits of variance-based techniques. The *pdf* of the response can be identified using, e.g., kernel density estimation.

Computation of integrals in (3) may be conveniently performed relying on the quadrature rules. Nevertheless, the number of model runs required to this end is significantly high and the resulting computational cost increases, as for variance-based approaches, with the number of parameters and model complexity.

3 METAMODELING TECHNIQUES

Metamodeling techniques have shown to provide a significant contribution in performing GSA. Here, we focus in particular on the Polynomial Chaos Expansion theory (Wiener, 1938), introduced in the engineering context by Ghanem & Spanos (1991). This technique is based on the approximation of the model response surface by means of a multivariate polynomial basis, orthonormal with respect to the joint *pdf* of the input random parameters. Specifically, when the variance of y is finite, the Polynomial Chaos approximation, \tilde{y} , can be derived as follows:

$$\tilde{y}(\mathbf{x}, t, \xi) = \sum_{j=0}^{P-1} a_j(\mathbf{x}, t) \cdot \Psi_j(\xi), \quad P = \frac{(M+q)!}{M!q!} \quad (1)$$

where M is the number of uncertain input parameters collected in vector ξ , q is the degree of the expansion and Ψ_j is the generic multivariate polynomial. Coefficients a_j are deterministic quantities that can be conveniently computed following a non-intrusive regression-based approach (e.g., Sudret, 2008).

As shown by Sudret (2008), once the Polynomial Chaos approximation is defined, the Sobol indices may be simply computed as functions of coefficients a_j . This drastically decreases the computational cost associated with variance-based GSA as the number of model runs reduces to that required to compute the expansion coefficients.

The Polynomial Chaos Expansion may also play a critical role when distribution-based GSA is performed, as suggested by Caniou & Sudret (2010). In this case, integrals in equation (3) are solved relying on the metamodel approximation \tilde{y} , obtained by considering all the uncertain parameters, and the generic metamodel approximation $\tilde{y}_{|x_i}$, obtained when x_i is set to a specific value within its range of possible variation.

4 FINAL REMARKS

Metamodeling techniques based on the Polynomial Chaos Expansion allow to extend the applicability of GSA in several research fields by reducing the computational cost of the analysis even in presence of complex modeling scenarios. This is particularly relevant in the field of subsurface hydrology for which uncertainty plagues every effort to provide accurate predictions. In this context, the potential of combining metamodeling techniques and variance-based GSA has been investigated in last decade to support risk assessment, model calibration, experimental design and model discrimination criteria (e.g., Ciriello et al., 2013a,b, 2015). Relying on these findings, it emerges the interest to investigate similar applications by merging the Polynomial Chaos Expansion with distribution-based GSA. We retain that the research in this field may be further developed along two main lines. First, it is necessary to define proper sensitivity metrics and computational strategies to improve the efficiency of the analysis. Second, it is important to show the relevance of GSA for the characterization and reduction of prediction uncertainty when addressing practical issues. Both these aspects are critical to support the use of GSA in subsurface hydrology.

REFERENCES

- Archer, G.E.B., Saltelli, A. and Sobol, I.M. Sensitivity measures, ANOVA like techniques and the use of bootstrap, *J Stat Comput Simulation*, 1997, 58, 99-120.
- Borgonovo, E. A new uncertainty importance measure, *Reliability Engineering and System Safety*, 2007, 92, 771-784.
- Caniou, Y. & Sudret, B. Distribution-based global sensitivity analysis using polynomial chaos expansion. *Procedia Socia and Behavioral Sciences*, 2010, 2, 7625-7626.
- Ciriello, V., Di Federico, V., Riva, M., Cadini, F., De Sanctis, J., Zio, E. & Guadagnini A. Polynomial Chaos Expansion for global sensitivity analysis applied to a model of radionuclide migration in a randomly heterogeneous aquifer, *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 2013a, 27, 945-954.
- Ciriello, V., Guadagnini, A., Di Federico, V., Edery, Y. & Berkowitz B. Comparative analysis of formulations for conservative transport in porous media through sensitivity-based parameter calibration, *Water Resources Research*, 2013b, 49(9), 5206-5220.

- Ciriello, V., Edery, Y., Guadagnini, A. & Berkowitz B. Multimodel framework for characterization of transport in porous media. *Water Resources Research*, 2015, 51(5), 5206-20.
- Ferretti, F., Saltelli, A. & Tarantola, S. Trends in sensitivity analysis practice. *Science of the Total Environment*, 2016, in press.
- Ghanem, R.G. & Spanos P.D. *Stochastic finite elements - A spectral approach*, Springer, Berlin, 1991.
- Porta, G., Tamellini, L., Lever, V. & Riva M. Inverse modeling of geochemical and mechanical compaction in sedimentary basins through Polynomial Chaos Expansion, *Water Resources Research*, 2014, 50, 9414-9431.
- Rajabi, M.M., Ataie-Ashtiani, B. & Simmons C.T. Polynomial chaos expansions for uncertainty propagation and moment independent sensitivity analysis of seawater intrusion simulations, *Journal of Hydrology*, 2015, 520, 101-122.
- Sobol, I.M. Sensitivity estimates for nonlinear mathematical models, *Math Modeling Comput*, 1993, 1, 407-414.
- Sobol, I.M. Global sensitivity indices for nonlinear mathematical models and their Monte Carlo estimates, *Math. Comput. Simulation*, 2001, 55, 271-280.
- Sudret, B. Global sensitivity analysis using polynomial chaos expansions, *Reliab. Eng. Syst. Safety*, 2008, 93, 964-979.
- Tartakovsky, D.M. Probabilistic risk analysis in subsurface hydrology. *Geophysical Research Letters*, 2007, 34, L05404.
- Wiener, N. The homogeneous chaos, *Am J Math*, 1938, 60, 897-936.

MODELLAZIONE NUMERICA E SPERIMENTALE DEL CAMPO DI MOTO IN UN MODELLO DI LABORATORIO DI MEZZO POROSO

Azzurra Amici¹ & Monica Moroni¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale, Sapienza Università di Roma

ASPETTI CHIAVE

Simulazioni numeriche e esperimenti di laboratorio su mezzi porosi per comprendere la complessa fisica del flusso e trasporto alla scala del poro

L'analisi d'immagine e la tecnica del matching index consentono la ricostruzione della geometria della struttura porosa e del campo di moto al suo interno

Le simulazioni numeriche necessitano di dati sperimentali per una opportuna taratura

1 INTRODUZIONE

Le simulazioni numeriche e gli esperimenti di laboratorio su mezzi porosi rappresentano un importante strumento per comprendere la complessa fisica alla scala del poro che interessa processi ambientali e industriali come *oil recovery*, stoccaggio di anidride carbonica, trasporto di cariche in celle a combustibile, trasporto di particelle colloidali nelle acque sotterranee e flussi biologici. In questi ed altri campi, la capacità predittiva delle simulazioni, come alternativa o complementare alla sperimentazione, deve ancora essere pienamente dimostrata. L'obiettivo di questo lavoro è lo studio del campo di moto in un mezzo poroso alla scala di laboratorio ed è perseguito confrontando i risultati ottenuti dalla simulazione numerica, effettuata con l'ausilio del software FLUENT, con quelli ricavati da test sperimentali. L'articolo presenta la metodologia che è stata messa a punto per perseguire l'obiettivo suddetto. I risultati, essendo ad uno stadio ancora preliminare, non sono stati presentati.

2 SIMULAZIONE NUMERICA DEL CAMPO DI MOTO

2.1 Realizzazione del *packing* di sfere monodimensionali

Il primo passo dello studio è consistito nella realizzazione del modello di un mezzo poroso che si adattasse ad entrambe le simulazioni, numerica e sperimentale. Si è scelta la rappresentazione mediante *packing* sciolto di sfere monodimensionali con disposizione random, generato attraverso la scrittura di un codice Matlab che generalizzasse il più possibile il processo e lo rendesse analogo al risultato della disposizione delle sfere durante il test sperimentale. Il codice scritto segue l'approccio del *dropping and rolling algorithm*. In tale codice, ciascuna sfera è inizialmente individuata dalle sue coordinate (x_i, y_i, z_i) , dove (x_i, y_i) , misurate su assi del sistema di riferimento disposti su un piano orizzontale, sono generate casualmente in base ad una distribuzione statistica e z_i (con asse verticale diretto verso l'alto) corrisponde alla quota della superficie superiore del contenitore. Ogni nuova sfera generata si muove lungo una traiettoria verticale (x, y costanti, z decrescente) finché non raggiunge una delle seguenti condizioni:

Contatto con il fondo del contenitore ($z=\text{raggio}$): raggiungimento della posizione stabile;

Contatto con una sfera già depositata: la sfera in movimento ruota sulla sfera già depositata fino al raggiungimento della stabilità, aggiornando progressivamente la propria posizione in base alle equazioni

$$\begin{cases} x_1 = x_2 + 2r \cos(\psi) \cos(\theta) \\ y_1 = x_2 + 2r \cos(\psi) \sin(\theta) \\ z_1 = z_2 + 2r \sin(\psi) \end{cases} \quad \begin{cases} \psi = \arccos\left(\frac{d}{2r}\right) \\ \theta = \arcsin \frac{z_1 - z_2}{2r} \\ d = \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2} \end{cases} \quad (1)$$

Contatto con due sfere già depositate: la sfera in movimento ruota attorno al centro di rotazione G, collocato sul vettore che congiunge i centri delle due sfere ferme, fino a raggiungere una posizione stabile. La sua nuova posizione viene calcolata come

$$OH = OG + \frac{GH}{|GH|}|GD|; \quad GH = GD + DH = GD + \frac{GD \times EF}{|GD \times EF|}|GD|\tan(\alpha); \quad OG = OE + EF \frac{ED \cdot EF}{|EF|^2} \quad (2)$$

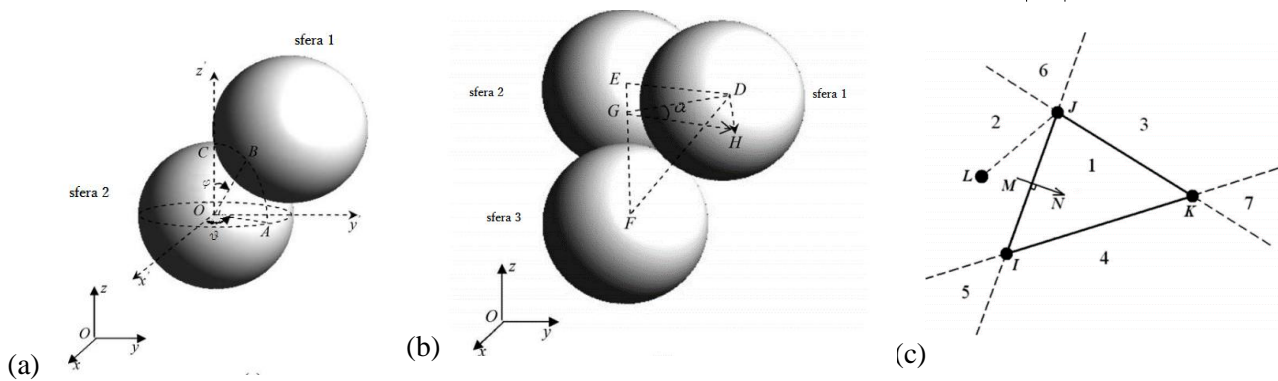


Figura 1 (a) Contatto della sfera in movimento con una sfera ferma. (b) Contatto della sfera in movimento con due sfere ferme. (c) Condizione di stabilità.

Contatto con tre sfere già depositate: in questo caso va controllata la posizione nel piano (x,y) del centro della sfera in movimento rispetto ai centri delle tre sfere ferme. La posizione della sfera in movimento può essere considerata stabile qualora il suo centro ricada all'interno del triangolo costituito dai segmenti congiungenti i tre centri delle sfere ferme. Definiti a e b, la condizione di stabilità si ottiene dunque quando

$$ab > 0 \quad a = (x_K - x_J)(y_J - y_I) + (y_K - y_J)(x_I - x_J) \quad ; \quad b = (x_L - x_J)(y_J - y_I) + (y_L - y_J)(x_I - x_J) \quad (3)$$

In caso contrario la sfera in movimento continua a ruotare sulle due sfere più vicine.

2.2 Simulazione del campo di moto con CFD

Il packing generato attraverso il codice costituisce il modello tridimensionale di riferimento. A partire da esso vengono scelte delle sezioni piane che costituiranno il dominio per la simulazione in FLUENT, software per la fluidodinamica computazionale, che prevede una procedura di implementazione che garantisce un'analisi completa del problema studiato. Tale procedura è articolata in tre fasi:

Pre-processing: suddivisione del dominio, costituito dalle sezioni piane del packing, in un numero finito volume di controllo e conseguente generazione di una griglia di calcolo (o *mesh*) su cui vengono determinati i valori discreti delle variabili del moto (velocità, pressione, ecc.); specificazione del tipo di fluido da simulare, con relative proprietà fisiche e scelta delle condizioni al contorno appropriate che riproducano la reale situazione fisica da indagare.

Solver: risoluzione delle equazioni che governano il moto dei fluidi; le equazioni differenziali alle derivate parziali (PDE), definite in modo continuo, vengono trasformate in un set di equazioni algebriche discrete, che possono essere manipolate dal calcolatore (processo di discretizzazione); il sistema algebrico, così costruito, viene quindi risolto numericamente con metodo iterativo Pressure-Based e algoritmo SIMPLE (Semi-Implicit Method for Pressure-Linkage Equation). Si ottengono, in questo modo, i valori delle variabili di trasporto (u , v , w , P , ecc) in determinate posizioni del dominio di calcolo

Post-processing: visualizzazione e analisi mediante diversi tipi di rappresentazione grafica.

3 MODELLO DI LABORATORIO DI UN MEZZO POROSO

Il passo successivo è quello dell'esecuzione del test sperimentale. L'apparato sperimentale è composto da una sezione di prova parallelepipedica ($30 \times 30 \times 50 \text{ cm}^3$) all'interno della quale sono posti le fasi solida e liquida caratterizzate dallo stesso indice di rifrazione; un circuito idraulico connesso ad una pompa che movimentata la fase fluida; una lampada ad alta potenza (1000 W) per illuminare le particelle traccianti; un sistema di acquisizione delle immagini composto da una telecamera ad alta risoluzione ($2048 \times 2048 \text{ pixels}$) e

da un sistema di immagazzinamento dei dati. In un sistema multifase quale quello oggetto di studio, la trasparenza è garantita quando tutte le fasi presentano lo stesso indice di rifrazione. In questo caso, la matrice solida è costituita da vetro Pyrex mentre la fase fluida è glicerina a circa 23 °C. Bolle d'aria di dimensioni inferiori a 0.1 mm, altamente riflettenti e sostanzialmente passive nel loro moto all'interno del mezzo poroso, sono state utilizzate come tracciante. È stato costruito un mezzo poroso omogeneo, utilizzando circa 4000 sfere di diametro pari a 1.9 cm.

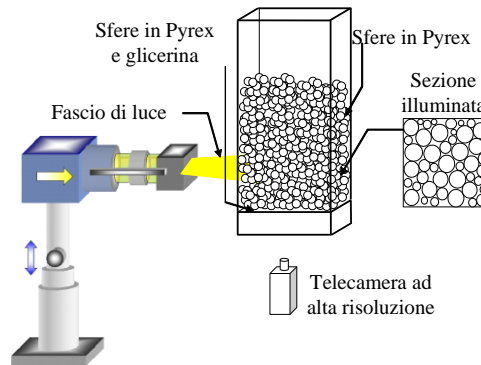


Figura 2. Sezione di prova per i test sperimentali

Il sistema realizzato, che utilizza la tecnica del *matching index*, può essere utilizzato per determinare, oltre al campo di moto del tracciante attraverso l'ausilio delle tecniche di analisi d'immagine, anche per determinare la struttura interna della matrice solida. La Figura 2 descrive l'approccio sperimentale. L'idea è semplice; si riempie la cella con la matrice solida in Pyrex. Si posiziona una telecamera al di sotto della cella, in modo tale che punti in alto verso la matrice fluida-solidi e, una volta introdotta la glicerina, si registrano le immagini. La matrice solida, satura di glicerina, risulta trasparente alla luce e di conseguenza ciò che la telecamera registra è l'interfaccia tra mezzo saturo e insaturo. L'interfaccia, mentre si sposta verso l'alto in conseguenza dell'introduzione della glicerina, è illuminata da un fascio di luce della lampada ad alta potenza.

4 ANALISI D'IMMAGINE

L'analisi d'immagine è stata adottata per processare le immagini relative alla struttura interna del mezzo poroso e per ricostruire il campo di velocità. Nel primo caso è stata adottata una procedura di binarizzazione dell'immagine acquisita previa applicazione di procedura di preprocessamento atta a migliorare il contrasto tra parti scure (spazi vuoti) e parti chiare (matrice solida). Per tracciare le bolle presenti nelle immagini acquisite è stato utilizzato l'algoritmo noto come *Particle Extraction Predictor* (PEP) che compie le seguenti operazioni:

Identificazione delle features, pixel in cui i valori dei gradienti di intensità luminosa in due differenti direzioni sono non nulli, identificati attraverso la risoluzione dell'equazione del flusso ottico:

$$\frac{DI(x, t)}{Dt} = \frac{\partial I(x, t)}{\partial t} + u \frac{\partial I(x, t)}{\partial x} + v \frac{\partial I(x, t)}{\partial y} = 0 \quad (4)$$

dove $U=(u,v)$ è il vettore velocità incognito nella posizione x .

Per calcolare le due componenti della velocità incognite associate ad un singolo pixel l'algoritmo utilizza una finestra di dimensioni $W=H \times V$ (dove H e V sono rispettivamente le dimensioni orizzontali e verticali della finestra centrata sulla posizione del pixel). La soluzione corrisponde al vettore spostamento della feature, mediato sulla finestra di interrogazione W , tra due frame consecutivi ed è calcolata tramite una funzione di ottimizzazione nota come *Sum of Squared Differences*. Tramite la derivazione di questa, si ottiene la stima ai minimi quadrati di $U(x,t)$.

Operativamente l'algoritmo prosegue secondo i seguenti passi: 1) calcolo della matrice di Harris, G , per ogni pixel, con una finestra delle dimensioni 3×3 pixel

$$\underline{\mathbf{G}} = \begin{bmatrix} \int_w I_x^2 dW & \int_w I_x I_y dW \\ \int_w I_y I_x dW & \int_w I_y^2 dW \end{bmatrix} \quad (5)$$

dove $I_x = \frac{\partial I}{\partial x}$ e $I_y = \frac{\partial I}{\partial y}$ sono i gradienti dell'intensità dell'immagine rispettivamente nelle direzioni x e y ; 2) calcolo degli autovalori della matrice; per ogni pixel appartenente all'immagine vengono prodotti due autovalori (λ_1 e λ_2). Se entrambi gli autovalori sono non nulli la matrice $\underline{\mathbf{G}}$ è invertibile; 3) stima l'invertibilità della matrice $\underline{\mathbf{G}}$ (da cui dipende l'accuratezza della stima di $\underline{\mathbf{U}}$) a partire dal secondo autovalore, λ_2 : i pixel per i quali il valore di λ_2 è minore di una data percentuale rispetto al massimo valore ottenuto non sono presi in considerazione. Ciò rafforza l'affidabilità di tale metodologia di riconoscimento delle particelle, giacché queste sono riconosciute solo se i gradienti di grigio lungo le due direzioni ortogonali sono sufficientemente alti; 4) inversione della matrice per ottenere il set di posizioni, dette “*good features to track*”, associate con i vettori spostamento, per i quali il problema di ottimizzazione è ben posto. I vettori spostamento sono calcolati mediante l'equazione che segue:

$$\mathbf{b} = \left[\int_w I_x I_t dx \quad \int_w I_y I_t dx \right]^{-1} \quad (6)$$

Identificazione delle particelle: le feature sono successivamente associate alle particelle. Viene costruita una finestra centrata su ciascuna feature e viene individuato il massimo locale dei valori di intensità luminosa. Le coordinate del baricentro sono calcolate usando due funzioni gaussiane 1D. Se x_p e y_p sono le coordinate intere di un massimo locale dell'intensità luminosa, le coordinate del baricentro, x_0 e y_0 , sono determinate con una accuratezza del subpixel attraverso le relazioni:

$$x_0 = x_p + \frac{\ln I(x_p - 1, y_p) - \ln I(x_p + 1, y_p)}{2\ln I(x_p - 1, y_p) - 4\ln I(x_p, y_p) + 2\ln I(x_p + 1, y_p)}; y_0 = y_p + \frac{\ln I(x_p, y_p - 1) - \ln I(x_p, y_p + 1)}{2\ln I(x_p, y_p - 1) - 4\ln I(x_p, y_p) + 2\ln I(x_p, y_p + 1)} \quad (7)$$

In questo modo, ad una singola particella sono assegnati una “*good feature to track*”, un baricentro ed un predittore di velocità.

Problema dell'assegnazione: i baricentri delle particelle devono essere poi collegati in modo da ricostruire le traiettorie delle stesse. Definita $x_m(t_i)$ come la generica particella m al frame i e $x_p(t_{i+1})$ la posizione prevista per la stessa particella al frame $i+1$, la particella verrà cercata nel frame $i+1$ mediante la seguente condizione:

$$\|x_n(t_{i+1}) - x_p(t_{i+1})\| < 2R \quad (8)$$

dove R è il raggio della particella $x_m(t_i)$. Tale condizione può essere soddisfatta da più di una particella e, al fine di trovare la giusta corrispondenza, è stato fatto ricorso ad un algoritmo basato sul principio del “*nearest neighbour*”: la particella scelta è quella che soddisfa la condizione (9) e che presenta la minima distanza Euleriana dalla posizione $x_p(t_{i+1})$.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Hitti K. & Bernacki M., 2013. Optimized Dropping and Rolling method for packing of poly-disperse spheres, Appl. Math. Modell.
- Zhou J., Zhang Y. & Chen J.K. 2009. Numerical Simulation of Random Packing of Spherical Particles for Powder-Based Additive Manufacturing, Journal of Manufacturing Science and Engineering, 131(3), 031004.
- Shindler L., Moroni M. & Cenedese A. 2010. Spatial-temporal improvements of a two-frame particle-tracking algorithm, Meas. Sci. Technol. 21 115401.
- Moroni M., N. Kleinfelter, J.H. Cushman, 2007. Analysis of Dispersion in Porous Media via Matched-index Particle Tracking Velocimetry Experiments. *Advances in Water Resources*, 30 (1), 1-15.

ANALISI DEI DATI DI MONITORAGGIO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ ALL'INQUINAMENTO DI UNA SORGENTE

Cinzia Banzato¹, Ilaria Butera¹, Roberto Revelli¹ & Bartolomeo Vigna¹

(1) Il Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture- Politecnico di Torino- Corso Duca degli Abruzzi 24- 10129 Torino

ASPETTI CHIAVE

- Il lavoro riguarda la convalida, mediante dati di campo, di una recente metodologia atta a stimare la vulnerabilità delle sorgenti e denominata metodo Vespa (Vulnerability Estimation for Spring Protection Areas)
- I risultati mostrano aspetti di forza e limiti della metodologia proposta e danno indicazioni per una migliore applicabilità.
- I risultati mostrano che nel caso di vulnerabilità molto alta il metodo presenta minore incertezza rispetto alle classi di bassa vulnerabilità.

1 INTRODUZIONE

La protezione della qualità dell'acqua è un aspetto importante qualunque sia il suo l'utilizzo e diviene certamente fondamentale se si tratta di acqua destinata al consumo potabile (e.g. Adams & Foster, 1992; Foster et al., 2013). Al fine di preservare la qualità delle acque, sorgenti ed acquiferi devono essere protetti a seconda del loro livello di vulnerabilità.

Considerando il tema della protezione delle sorgenti, generalmente collocate in aree montane, l'uso di metodi parametrici per la definizione del grado di vulnerabilità delle acque sotterranee quali SINTACS (Civita & De Maio, 1977), DRASTIC (Aller et al., 1987) o GOD (Foster, 1987), che utilizzano informazioni idrostratigrafiche, non è agevole: infatti tale tipo di informazioni generalmente non sono disponibili in montagna dove i carotaggi sono rari. In tali situazioni i dati maggiormente utili, oltre alle informazioni geologiche, sono quelli che derivano dal monitoraggio dei parametri della sorgente in quanto oltre a completare le informazioni geologiche sui flussi sotterranei, sono sovente meno dispendiosi da un punto di vista economico.

Ai fini di protezione di una sorgente, è importante comprendere la dinamica delle acque presenti nell'acquifero e in particolare distinguere tra le acque sotterranee derivanti da riserve regolatrici o quelle a lento movimento (Vigna, 2007) e le acque di neoinfiltrazione (dovuta alle piogge, allo scioglimento nivale ed allo scorrimento superficiale) stimando il loro tempo di arrivo alla sorgente. Per cogliere le dinamiche della circolazione sotterranea è utile, dunque, esaminare il legame tra alcuni parametri idro-geochimici (es. temperatura, conducibilità elettrica, torbidità) e le portate alla sorgente attraverso un opportuno sistema di monitoraggio che raccolga dati per più anni (Banzato et al., 2015).

Recentemente (Galleani et al., 2011) è stato proposto per la definizione della vulnerabilità delle sorgenti l'indice Vespa (Vulnerability Estimation for Spring Protection Areas), sperimentato su quattro sorgenti attraverso l'elaborazione di dati campionati per un periodo temporale pari ad un anno. Nelle situazioni pratiche, tuttavia, una volta installata la strumentazione necessaria al monitoraggio, la serie di dati disponibili supera spesso la durata di un anno e può non essere continua ma avere all'interno dei dati mancanti per un guasto temporaneo alla strumentazione; si è ritenuto, per questo motivo, interessante condurre un'analisi di sensitività sull'indice VESPA per valutare quanto l'indice di vulnerabilità sia affetto dalla lunghezza della serie di dati esaminata e dal numero di dati mancanti. In tale modo si ritiene sia possibile migliorare l'applicabilità della metodologia VESPA nella definizione della vulnerabilità di una sorgente.

2 L'INDICE VESPA

L'indice VESPA è uno strumento utile per definire il grado di vulnerabilità delle sorgenti. Esso utilizza dati di portata, temperatura e conducibilità elettrica. Tale indice richiede l'utilizzo di serie di dati lunghe almeno un anno e con registrazione del dato campionato con elevata frequenza (dati orari o biorari) in modo

da poter cogliere le variazioni di temperatura e conducibilità elettrica che si verificano a seguito dei picchi di portata.

L'indice Vespa si calcola come segue:

$$V = c(\rho) \beta \gamma \quad (1)$$

dove ρ è il coefficiente di correlazione tra portata e conducibilità elettrica, $c(\rho)$ è un fattore di correlazione, ovvero

$$c(\rho) = [u(-\rho) + \alpha u(\rho)] |\rho| \quad (2)$$

α è un fattore compreso tra zero ed uno e $u(\rho)$ è la funzione gradino di Heaviside

$$u(\rho) = \begin{cases} 1 & \rho \geq 0 \\ 0 & \rho < 0 \end{cases} \quad (3)$$

β e γ sono, infine, fattori adimensionali legati rispettivamente alla temperatura T e alla portata Q tali per cui

$$\beta = \left(\frac{T_{\max} - T_{\min}}{1^\circ \text{C}} \right)^2 \quad (4)$$

$$\gamma = \frac{Q_{\max} - Q_{\min}}{Q_m} \quad (5)$$

I pedici *max* e *min* indicano che si tratta del valore massimo e minimo della serie, rispettivamente; Q_m rappresenta invece il valore di portata media della serie.

In *Galleani et al.* (2011) il valore del coefficiente ρ viene legato alla caratterizzazione dell'efficienza del reticolo di drenaggio: elevata ($-1 \leq \rho \leq -0.2$), moderata ($0.2 \leq \rho \leq 1$), bassa ($-0.2 \leq \rho \leq 0.2$), che a sua volta condiziona l'arrivo alla sorgente di acque con parametri chimico-fisici diversi attraverso fenomeni di sostituzione (arrivo prevalente di acque di neoinfiltrazione), pistonaggio (rimobilizzazione di acque circolanti in zona satura) o di omogeneizzazione (nessuna variazione dei valori della mineralizzazione delle acque). In Tabella 1, sono, infine, riportati gli estremi delle classi di vulnerabilità del metodo; si noti che l'ampiezza delle classi non è costante, ma minore è il grado di vulnerabilità, minore è la sua ampiezza.

Indice Vespa	Grado di vulnerabilità
$V \geq 10$	molto alto
$1 < V < 10$	alto
$0.1 < V < 1$	medio
$0 < V < 0.1$	minimo

Tabella 1. Classificazione del grado di vulnerabilità di una sorgente in relazione al suo indice Vespa.

3 L'ANALISI E IL CASO DI STUDIO

Al fine di valutare la variabilità dell'indice Vespa in funzione della lunghezza della serie e soprattutto del set di dati esaminato, sono state scelte due durate di serie di dati: 1 anno e 2 anni. Dai dati disponibili sono state estratte tutte le possibili serie di lunghezza pari a 1 anno e 2 anni variando la data del dato iniziale con continuità e con un passo pari a 1 giorno. Le serie di dati così ottenute non sono tra loro indipendenti perché hanno dati in comune ma rappresentano tutte le serie di data lunghezza ottenibili dal sistema di monitoraggio.

Il caso di studio riguarda 4 sorgenti presenti in Piemonte. Si tratta della sorgente di Balmette, avente dati di monitoraggio di 4 anni e mezzo, la sorgente di Dragonera con oltre 11 anni di monitoraggio, la sorgente di Fuse con 7 anni di monitoraggio e la sorgente di Ray per la quale si hanno a disposizione due anni di dati.

In Figura 1a e 1b è riportata la distribuzione dell'indice VESPA nelle classi di vulnerabilità in funzione della lunghezza della serie esaminata, rispettivamente 1 anno (Figura 1a) e 2 anni (Figura 1b). Si può notare che solo nel caso della sorgente Ray i valori cadono sempre nella medesima classe che, nel caso specifico è una classe a bassa vulnerabilità. Nel caso delle sorgenti di Balmette e Fuse anche con i dati di monitoraggio di un solo anno, si ha un'alta percentuale di casi per i quali l'indice di vulnerabilità cade nella stessa classe mentre per la sorgente di Dragonera i dati dell'indice VESPA si distribuiscono su 3 classi senza una prevalenza netta in una classe. Anche il calcolo del coefficiente di correlazione ρ , tra portate e conducibilità elettrica, per tutte le possibili serie di dati estratte dai dati disponibili mostra (Figura 1c ed 1d) comportamenti simili a quelli riscontrati nel calcolo dell'indice VESPA. Come è logico aspettarsi l'indeterminatezza diminuisce nel momento in cui si considerano serie più lunghe di dati (due anni).

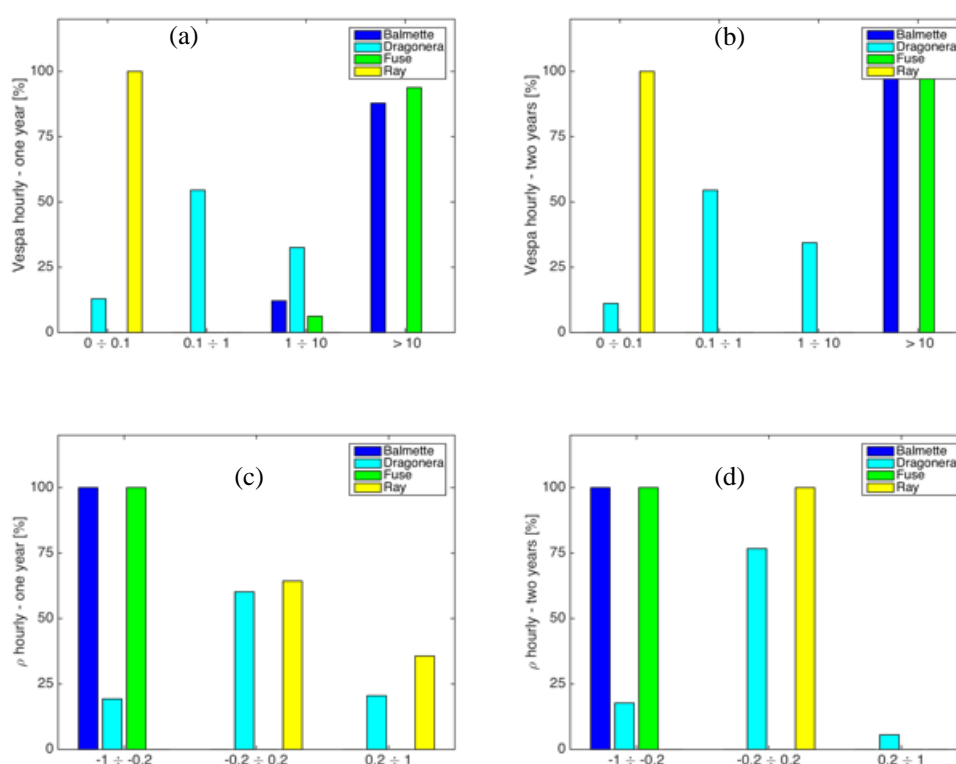


Figura 1: Distribuzione dell'indice VESPA nelle classi di vulnerabilità usando: (a) serie lunghe un anno, (b) serie lunghe due anni. Distribuzione del coefficiente ρ nelle classi di efficienza del reticolo di drenaggio: (a) serie lunghe un anno, (b) serie lunghe due anni

L'impatto dei dati mancanti nelle serie esaminate è stato esaminato utilizzando le serie lunghe un anno. Le serie di dati lunghe un anno sono state divise in classi, aventi ampiezza pari al 10%, a seconda della percentuale di dati mancanti: alla prima classe appartengono le serie aventi meno del 10% di dati mancanti, alla seconda quelle aventi dati mancanti tra il 10% ed il 20% etc. La mancanza di dati è in generale dovuta ad una interruzione della registrazione legata ad un guasto della strumentazione che viene individuato al momento di scarico dei dati, in genere effettuato ogni 3-4 mesi. Tale mancanza può protrarsi anche per periodi abbastanza lunghi ed avere, ad esempio, il 40% di dati mancanti in una serie di un anno significa che mancano circa 5 mesi di dati per cui gli effetti stagionali possono non essere rilevati.

Per ogni classe così costruita è stato calcolato il valore medio dell'indice VESPA e la sua deviazione standard: i risultati sono riportati in Figura 2. La sorgente Balmette non ha dati mancanti e per questo compare solo un punto in corrispondenza dell'ascissa zero. Dall'esame di Figura 2 si nota che fino ad una percentuale di dati mancanti inferiore al 40% il valore dell'indice VESPA sono stabili, oltre il 40% si ha un

abbassamento del valore dell'indice verso classi a più bassa vulnerabilità.

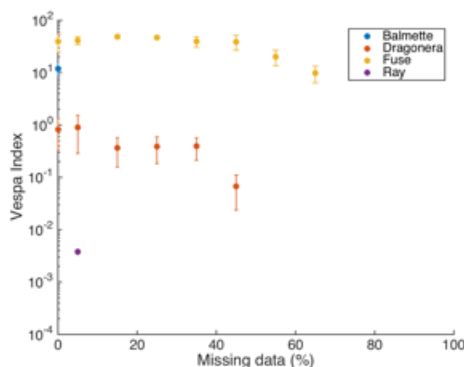


Figura 2: Impatto dei dati mancanti nella serie sull'indice VESPA.

4 CONCLUSIONI

La necessità di valutare la robustezza dell'indice VESPA ha richiesto di verificare il comportamento dell'indice di vulnerabilità e del valore del coefficiente ρ utilizzato per definire l'efficacia della rete di drenaggio in funzione della lunghezza della serie di dati e della serie stessa. L'analisi, condotta sui dati di quattro sorgenti monitorate, evidenzia come l'elaborazione di serie acquisite per un anno sia appena sufficiente per una stima sulla vulnerabilità di una data sorgente. Si consiglia quindi di confrontare situazioni di più anni con condizioni idrologiche differenti. Infatti, per quanto riguarda il grado di vulnerabilità, la classificazione è più certa per una vulnerabilità molto alta, avendo questa classe un'ampiezza maggiore, mentre per le classi a vulnerabilità più ridotta, aventi un'ampiezza inferiore, la classificazione della vulnerabilità della sorgente può cambiare in funzione dell'anno idrologico scelto. Si suggerisce pertanto, di calcolare il valore dell'indice VESPA utilizzando, come in questo lavoro, tutte le possibili serie di durata annuale ricavabili dai dati di monitoraggio e di avvalersi di tali valori che talora possono ricadere anche in situazioni intermedie tra due differenti classi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Aller L, Bennet T, Lehr J.H., Petty R.J. & Hackett G. DRASTIC: A standardized system for evaluating ground water pollution potential using hydrogeologic settings, NWWA/EPA Ser., EPA600/287034, 11 Carte, 1987.
- Banzato, C., Governa, M., Petricig, M. & Vigna, B. The importance of monitoring for the determination of aquifer vulnerability and spring protection areas. *Engineering Geology for Society and Territory - Volume 5: Urban Geology, Sustainable Planning and Landscape Exploitation*, 2015, pp. 1379-1385
- Civita M. & De Maio M. SINTACS. Un sistema parametrico per la valutazione e la cartografia della vulnerabilità degli acquiferi all'inquinamento, *Metodologia & Automatizzazione*, Pitagora, Bologna, 1977
- Foster S.S.D. Fundamental concepts in aquifer vulnerability, pollution risk and protection strategy, *Proceedings Int. Conf. Vulnerab. of Soil and Groundw. to Pollutants*, RIVM Proc. and Inf. 38, 1987
- Foster S., Hirata R. & Andreo B. The aquifer pollution vulnerability concept: aid or impediment in promoting groundwater protection?, *Hydrogeology Journal*, 2013, 21, pp. 1389-1392
- Galliani L., Vigna B., Banzato C. & Lo Russo S. Validation of a vulnerability estimator for spring protection area: the VESPA index. *Journal of Hydrology*, 2011, 396, pp.233-245.
- Vigna B. Schematizzazione e funzionamento degli acquiferi in rocce carbonatiche, Cucchi F., Forti P., Sauro U., L'acqua nelle aree carsiche in Italia, *memorie dell'Istituto Italiano di Speleologia, Serie II, Vol. XIX*, 2007, pp- 21-26.

ASSESSING RIVER GEOMORPHIC ALTERATION AT REGIONAL SCALE: THE CASE OF PIEDMONT REGION

Simone Bizzi¹, Luce Demarchi¹, Wouter Van de Bund¹, & Hervé Piégay²

(1) European Commission, Joint Research Centre, Institute for Environment and Sustainability, Water Resources Unit, Via E. Fermi 2749, I-21027 Ispra, VA, Italy; (2) University of Lyon, ENS de Lyon, UMR 5600 CNRS EVS, ISIG platform, 15 Parvis René Descartes, F-69362 Lyon, France;

KEY POINTS

- Remote Sensing technology for river monitoring and management
- “Ergodic” reasoning using geomorphic spatially distributed data at regional scale for enhancing river system processes understanding
- Assessing river geomorphic alterations at regional scale by a regional database of remote sensing derived geomorphic features

1 RATIONALE

Remote Sensing (RS) technologies over the last decade have made substantial progress in terms of data accuracy, spatial coverage and temporal frequency of acquisitions. A valuable amount of information to investigate river systems has begun to emerge, which was not available in the past (Marcus and Fonstad 2010). This novel context opens new opportunities for river science and management whose uptake is just starting to occur amongst scientists and managers (Carbonneau and Piégay 2012). Orthophotos and high-resolution multi-spectral images have been utilised by fluvial geomorphologists and hydrologists for a long time to manually draw the recent (i.e. last 50-70 years) historical evolution of key channel geomorphic features (e.g. active channel width) and to map riparian corridors and ecological habitats over large scale using multi-spectral information (Surian and Rinaldi 2003; Clerici et al 2013). More recently Lidar information has begun to provide accurate information on river topography opening exciting opportunity to map river morphology (Passalacqua et al 2012). However, large-scale analysis of river systems exploiting the availability of already acquired datasets of multi-spectral high-resolution images and Lidar is surprisingly limited. Bizzi et al (2016) in a recent review points out the large availability of these datasets at European scale and discussed the fact that these datasets are rarely acquired for river characterization purposes although they are valuable information to this aim. They also note that these days the bottleneck for river science and management is not data generation but data processing. RS data poses a number of data analysis challenges (Alber and Piégay 2011; Schmitt et al 2014), which cannot be handled solely by river geomorphologists and engineers, and call for multi-disciplinary working groups where river experts work side by side with remote sensing experts and data analysts. In this work we show how a regional available dataset in the Piedmont region (north east of Italy) acquired in 2008 for landscape monitoring and urban planning purposes, including high-resolution multi-spectral images and Lidar data, can be used to extract valuable information about geomorphic characters of river systems. We provide one of the first applications at regional level where extent and topographic river geomorphic features have been classified through semi-automated procedures and tools creating a regional DataBase (DB) suitable for river geomorphic investigation. The developed tools can be easily applied in the future in other contexts with similar data availability. A classification of the main river types has been developed at the regional main hydrographic network scale using the DB. Moreover, statistical analyses have been used to exploit the information embedded in the spatial heterogeneity of the regional DB in order to enhance our understanding of how river systems shape their channels under various contexts of geology, hydrology and human pressures. We have been able to detect meaningful relationships between geomorphic drivers (e.g. channel gradient, basin area, geology, geographic area), human pressures and channel features providing robust basis to generate a first assessments of river system alterations induced by human activities at regional level, and generating valuable evidences to discuss the design of more effective river management plans and rehabilitation measures.

2 METHODS AND MATERIALS

During the years 2009/2010, the Piedmont Region (Italy) commissioned a flight acquisition campaign to

cover the entire region (about 25,000 km²) with simultaneous 40 cm near infrared orthophotos and topographic LiDAR (at 0.4 points/m²), delivered in the form of a Digital Terrain Model (DTM) at 5m ground resolution. We intend to map all the main river courses in the region with an active channel, defined the part of the river channel regularly reworked by floods (Belletti et al 2013), wider than 25 meters due to LiDAR data accuracy and free of overhanging riparian vegetation. We end up mapping 1202 km of river courses in the region. We defined a number of riverscape units to be mapped at regional scale capable of describing the main geomorphic features of the river channel and its floodplain, Table 1 reports a list of these variables.

Description	Scale and Calculation
Water channel area	Information available at the scale of segmented object, DGO, and AGO.
Unvegetated sediment bars: area and height	
Sparsely vegetated islands: area and height	
Riparian sparsely vegetated units: area and height	
Densely vegetated islands: area and height	
Riparian densely vegetated units: area and height	
Other Floodplain units: area and height	

Table 1. Riverscape units mapped across the region at the scale of DGO (Disaggregated Geographical Object) of 100 m and AGO (Aggregated Geographical Object) of variable lengths.

We have developed a multilevel geographic, object-based image analysis technique (GEOBIA) that allows coupling the spectral and topographic information. Segmented objects are created based on topographic and multi-spectral information using the software eCognition. This procedure allows the derivation of object units coherent in terms of land mapping (e.g. water, vegetated or non vegetated units based on the spectral information) and morphology (e.g. a vegetated island within the channel and a vegetated patches in the floodplain which are similar in terms of spectral signatures but differ in terms of morphology). Several hundreds of thousands of objects were created over the regional fluvial corridors, each mapped as a specific riverscape unit (see list in Table 1). A detailed introduction to the methodology applied on the single river Orco is presented in Demarchi et al. (2016). Classification accuracy was tested on 100 km² of segmented objects (about 6% of the total regional classification area) obtaining an average Commission Error of 9.8% and an Omission Error of 9.9% after some manual corrections. Indeed, the large extent of the area covered does not allow for an exhaustive validation. However, the results were thoroughly visually inspected and manual corrections were made each time it was necessary. It took about 4 hours of work for correcting these errors over the whole studied regional fluvial corridors. The tool is flexible and very effective.

The classified riverscape units are then segmented over the valley bottom using the fluvial corridor tools (Roux et al 2014) creating Disaggregated Geographical Object (DGO) of 100 meters along the valley bottom centre line. After that, the Hubert test (Alber and Piégay 2011) is used to detect homogenous river reaches of few kilometres (Aggregated Geographical Object - AGO) in terms of riverscapes units and geomorphic drivers, such as channel gradient and channel confinement.

3 RESULTS AND DISCUSSION

The regional DB of geomorphic variables created opens many possibilities to investigate rivers at regional level. In this paper we briefly described a coupled of outcomes we have been able to generate recently. Based on homogenous river reach in terms of geomorphic features derived from the implementation of the Hubert test, we carried out a hierarchical clustering analysis and defined four major river types or patterns in the region: braided, wandering, sinuous and meandering. The main novelty here is that this classification of well established river types is based on quantitative analysis of river features derived by statistical analysis of the DB covering 'virtually' continuously the entire river courses under investigation. This is a major advances compare to more traditional river classification, which often are based on data sampled discontinuously along the river course. Channel gradient, active channel width, channel confinement and the area and height of all the variables listed in Table 1 can be quantified and their different distribution across distinctive river type can be quantified. This is an important step to shift towards

more quantitative approaches to process based characterization of river course, a direction advocated by many (Buffington and Montgomery 2013) and so far impeded by the widespread lack of river geomorphic information.

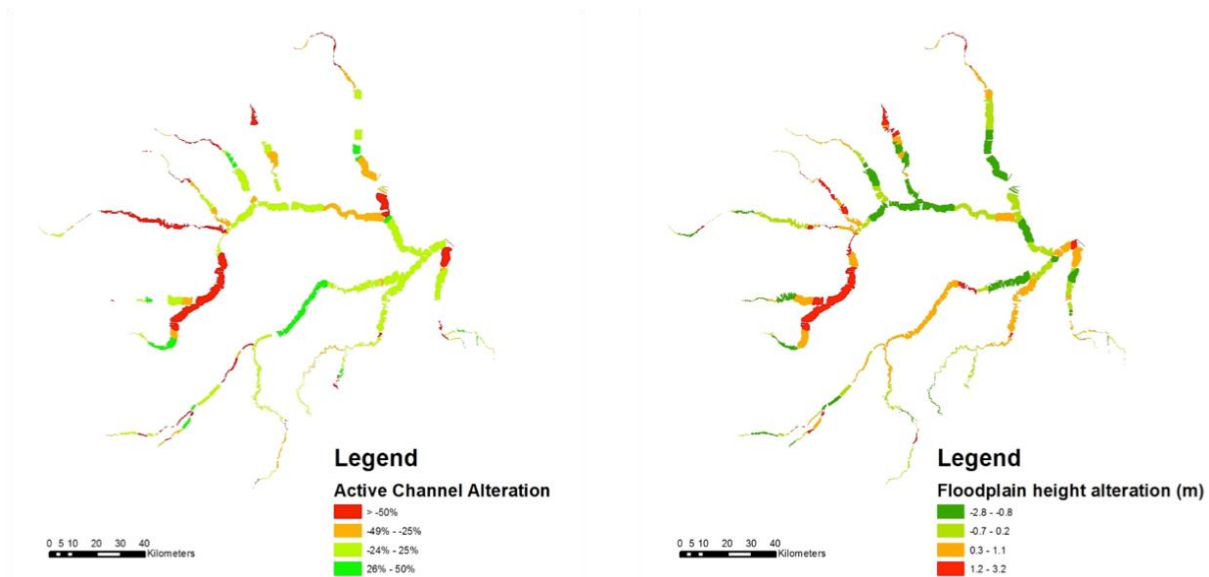


Figure 1. Regional map of potential excess in channel narrowing (left side) and in river incision (right side).

Another analysis we have performed concerns the investigation of the relationships that link geomorphic drivers and channel features. In particular, the DB does not provide solely information regarding the extent of river features but also their topography at the regional level. This exercise at such large scale has been rarely, if never, attempted in literature for the characterization of river systems. We have found robust relationships existing at the regional level between low flow channel width and basin area, width depth ratio and basin area, floodplain height and active channel width. Analysing these relationships per river type and geographic area of the region, we have been able to derive indicators of channel features alterations, which cannot be associated with geological and climate forcing or river typology and then are likely induced by human pressures. In particular, we have developed metrics to measure alterations associated with excessive narrowing of the active channel and disconnection of the floodplain from the active channel due to processes of river bed incision (see Figure 1 as an example). These assessments when analysed regionally provide degree of channel narrowing and floodplain disconnection comparable with reported evidences done in literatures for similar types of Italian rivers located in the north and centre of the country (Surian and Rinaldi 2003). For these rivers in literature a specific channel evolution model have been proposed (Bollati et al 2014): braided channels in the fifties due to a number of anthropic pressures shift to sinuous patterns through processes of river bed incision and channel narrowing, they then started to widen again during the nineties, and more recently also aggrading shaping channels with a wandering style. We have used the spatial heterogeneity of the regional database to discuss and support this model, through ergodic reasoning (Fryirs et al 2012).

These results are encouraging to use RS information to support geomorphic analysis of our river systems. The importance of field reconnaissance is not debated here (Brierley et al 2013), as well as the importance to take carefully into account issues of data accuracy when analysing RS information (Lallias-Tacon et al 2014). However, it is a fact the RS technologies are opening new perspectives to the analysis of river systems (Carboneau et al 2012). RS data with the coming of new satellites, as Sentinel and Swot, the decreasing cost and increasing accuracy of Lidar acquisition by airplane and more recently also by drone will contribute more and more into the progress of river science. The availability of sequential acquisitions over time of RS data of the type we analysed in this paper will soon open the way to monitoring river processes at the regional scale or wider. The potentials are notable for river monitoring, cost-effective planning of field reconnaissance and more successful designing of river management strategies.

REFERENCES

- Alber A, Piégay H (2011) Spatial disaggregation and aggregation procedures for characterizing fluvial features at the network-scale: Application to the Rhône basin (France). *Geomorphology* 125:343–360.
- Belletti B, Dufour S, Piégay H (2013) What is the Relative Effect of Space and Time to Explain the Braided River Width and Island Patterns at a Regional Scale? *River Res Appl* 31:1–15. doi: 10.1002/rra.2714
- Bizzi S, Demarchi L, Grabowski R, et al (2016) The use of remote sensing to characterise hydromorphological properties of European rivers. *Aquat Sci* 78(1):57–70. doi: 10.1007/s00027-015-0430-7
- Bollati IM, Pellegrini L, Rinaldi M, et al (2014) Reach-scale morphological adjustments and stages of channel evolution: The case of the Trebbia River (northern Italy). *Geomorphology* 221:176–186. doi: 10.1016/j.geomorph.2014.06.007
- Brierley G, Fryirs K, Cullum C, et al (2013) Reading the landscape: Integrating the theory and practice of geomorphology to develop place-based understandings of river systems. *Prog Phys Geogr* 37:601–621. doi: 10.1177/0309133313490007
- Buffington JM, Montgomery DR (2013) Geomorphic classification of river. In: Shroder J, Wohl E (eds) *Treatise Geomorphol.*, Academic . San Diego, CA, pp 730–767
- Carbonneau P, Fonstad M a., Marcus WA, Dugdale SJ (2012) Making riverscapes real. *Geomorphology* 137:74–86. doi: 10.1016/j.geomorph.2010.09.030
- Carbonneau PE, Piégay H (2012) *Fluvial Remote Sensing for Science and Management*. Wiley-Blackwell, Chichester
- Clerici N, Weissteiner CJ, Paracchini ML, et al (2013) Pan-European distribution modelling of stream riparian zones based on multi-source Earth Observation data. *Ecol Indic* 24:211–223. doi: 10.1016/j.ecolind.2012.06.002
- Demarchi L, Bizzi S, Piégay H (2016) Hierarchical object-based mapping of riverscape units and in-stream mesohabitats using LiDAR and VHR imagery. *Remote Sens.* doi: 10.3390/rs8020097
- Fryirs K, Brierley GJ, Erskine WD (2012) Use of ergodic reasoning to reconstruct the historical range of variability and evolutionary trajectory of rivers. *Earth Surf Process Landforms* 37:763–773. doi: 10.1002/esp.3210
- Lallias-Tacon S, Liébault F, Piégay H (2014) Step by step error assessment in braided river sediment budget using airborne LiDAR data. *Geomorphology*. doi: 10.1016/j.geomorph.2014.02.014
- Marcus WA, Fonstad MA (2010) Remote sensing of rivers: the emergence of a subdiscipline in the river sciences. *Earth Surf Process Landforms* 35:1867–1872.
- Passalacqua P, Belmont P, Foufoula-Georgiou E (2012) Automatic geomorphic feature extraction from lidar in flat and engineered landscapes. *Water Resour Res* 48:n/a–n/a. doi: 10.1029/2011WR010958
- Roux C, Alber A, Bertrand M, et al (2014) “FluvialCorridor”: A new ArcGIS toolbox package for multiscale riverscape exploration. *Geomorphology*. doi: 10.1016/j.geomorph.2014.04.018
- Schmitt R, Bizzi S, Castelletti A (2014) Characterizing fluvial systems at basin scale by fuzzy signatures of hydromorphological drivers in data scarce environments. *Geomorphology* 214:69–83. doi: 10.1016/j.geomorph.2014.02.024
- Surian N, Rinaldi M (2003) Morphological response to river engineering and management in alluvial channels in Italy. *Geomorphology* 50:307–326.

APPROCCI E STRUMENTI GEOMORFOLOGICI PER LA VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DEI CORSI D'ACQUA NELL'AMBITO DEL PROGETTO REFORM

Massimo Rinaldi ¹

(1) Dipartimento di Scienze della Terra, Università di Firenze

ASPETTI CHIAVE

- Il progetto REFORM ha l'obiettivo di realizzare un quadro metodologico per migliorare i metodi di valutazione idromorfologica ed il successo di misure di riqualificazione
- Il quadro metodologico complessivo di REFORM è un approccio gerarchico multiscala, basato sulla considerazione dei processi geomorfologici e finalizzato a supportare la scelta di misure di gestione
- I metodi di valutazione idromorfologica di REFORM comprendono l'MQI, l'MQIm ed il GUS

1 LA VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI IDROMORFOLOGICHE DEI CORSI D'ACQUA

La presente memoria intende fornire un quadro aggiornato sugli sviluppi metodologici recenti nella valutazione delle condizioni idromorfologiche dei corsi d'acqua, con particolare riferimento ai prodotti del progetto europeo REFORM (REstoring rivers FOR effective catchment Management).

Facendo seguito all'introduzione della Direttiva Quadro Acque (WFD), sono state sviluppate numerose metodologie finalizzate alla raccolta ed analisi di informazioni relative all'idrologia e geomorfologia (nel complesso indicata come 'idromorfologia'), le quali variano ampiamente per concetti, scopi, scale spaziali e dati raccolti. Durante l'ultimo decennio è chiaramente emersa una tendenza da procedure a scala di sito e basate sull'osservazione di forme, verso più robusti approcci geomorfologici, a scala di tratto o bacino e maggiormente basati su una considerazione dei processi geomorfologici alla base della morfologia e del comportamento del corso d'acqua. Un crescente sforzo è stato dedicato allo sviluppo di quadri concettuali complessivi finalizzati a fornire un supporto di conoscenze per la gestione dei corsi d'acqua (ad es. il River Styles Framework e IDRAIM), introducendo l'uso della geomorfologia fluviale come componente chiave, ed integrando strumenti geomorfologici allo studio degli ecosistemi ed all'idraulica fluviale (Brierley & Fryirs, 2005; Rinaldi *et al.*, 2015a).

L'evoluzione di approcci e strumenti per la valutazione delle condizioni morfologiche (o 'idromorfologiche') dei corsi d'acqua è passata da una fase di progettazione e sviluppo, negli anni '90 – inizi anni 2000, ad una fase di applicazione concreta di tali approcci alla valutazione, monitoraggio e programmazione di misure. Detto ciò, ai fini dell'implementazione della WFD, in molti Stati Membri esiste tuttora un chiaro divario tra lo sviluppo di nuovi approcci geomorfologici e la loro applicazione pratica. L'implementazione di tali approcci è rimasta finora piuttosto limitata, così come la considerazione dei processi fisici ed il riconoscimento della loro importanza fondamentale nella valutazione delle condizioni dei corsi d'acqua rimangono tuttora la principale limitazione nella maggior parte dei metodi idromorfologici utilizzati (Belletti *et al.*, 2015). Esiste pertanto la necessità di promuovere un più esauriente sistema di valutazione idromorfologica fortemente improntato sulla considerazione dei processi alla base del carattere e del comportamento dinamico dei corsi d'acqua e su come essi siano impattati, sia nelle condizioni attuali che nel passato, da modifiche naturali o antropiche a scala di tratto e di bacino.

2 IL PROGETTO REFORM

In risposta alle criticità ed alle lacune descritte nel paragrafo precedente, nell'ambito del progetto REFORM, finanziato nel 7° Programma Quadro della Comunità Europea nell'ambito della tematica Idromorfologia ed obiettivi ecologici della WFD, sono state introdotte e/o ulteriormente sviluppate nuove metodologie per l'analisi geomorfologica dei sistemi fluviali. L'obiettivo generale di REFORM è stato quello di realizzare un quadro metodologico per migliorare i metodi di valutazione idromorfologica ed il successo di misure per raggiungere il buono stato o potenziale ecologico dei corsi d'acqua. Tra i vari obiettivi specifici del progetto REFORM si annoverano i seguenti: (1) definizione di indicatori

idromorfologici ed ecologici per caratterizzare le conseguenze della degradazione fisica e della riqualificazione; (2) sviluppare o migliorare strumenti e linee guida per la progettazione di misure di mitigazione e riqualificazione; (3) sviluppare un quadro metodologico per l'analisi idromorfologica di fiumi europei basato sulla considerazione dei processi ed applicabile secondo un approccio spaziale gerarchico; (4) migliorare la comprensione su come le pressioni idromorfologiche interagiscono con altre pressioni che possono condizionare il successo di progetti di riqualificazione; (5) sviluppare strumenti per analizzare il rischio di fallimento ed i benefici legati al successo di progetti di riqualificazione anche in relazione ad altre attività socio-economiche.

Sebbene l'idromorfologia sia considerata come un elemento di supporto nell'ambito della classificazione dello stato ecologico dei corsi d'acqua secondo la WFD, è invece fortemente riconosciuto il suo ruolo fondamentale nella definizione di misure di mitigazione e di raggiungimento del buono stato. Nell'ambito di REFORM tale ruolo fondamentale è stato ampiamente riconosciuto. Una prima ragione importante risiede nel riconoscimento che gli indicatori biologici utilizzati per valutare lo stato dei corpi idrici soffrono ancora di una serie di limitazioni e soprattutto nella maggior parte dei casi non rispondono in maniera soddisfacente alle pressioni idromorfologiche (Friberg, 2014). Ricerche recenti raccomandano di includere l'idromorfologia nella valutazione dello stato ecologico, aggirando l'uso degli indicatori biologici per investigare l'esistenza di pressioni di tipo idromorfologico (Mosselman *et al.*, 2015). L'idromorfologia dovrebbe quindi essere usata come un elemento di qualità a sé stante nella valutazione prevista dalla WFD dato che gli elementi biologici non sono in grado di differenziare con sufficiente precisione i diversi livelli di alterazione idromorfologica. Una seconda ragione dell'aumentata importanza dell'idromorfologia è che una robusta valutazione geomorfologica è necessaria per identificare le possibili azioni di gestione o riqualificazione finalizzate a preservare o migliorare le condizioni ambientali, dato che proprio le pressioni idromorfologiche rappresentano nella maggior parte dei casi la causa principale di degradazione del corso d'acqua.

3 LA VALUTAZIONE IDROMORFOLOGICA NEL PROGETTO REFORM

Nell'ambito di REFORM sono stati proposti due approcci complementari per la valutazione idromorfologica: (i) un quadro metodologico complessivo di analisi geomorfologica; (ii) un set di procedure e metodi per la valutazione ed analisi di specifiche componenti ed aspetti del quadro generale.

3.1 Il quadro metodologico complessivo di REFORM

Si tratta di un approccio gerarchico, multiscala, basato sulla considerazione dei processi geomorfologici e finalizzato a fornire una comprensione delle condizioni idromorfologiche, dalla scala di tratto a quella di bacino, ed adatto a supportare la scelta di soluzioni di gestione sostenibile del corso d'acqua (si veda Gurnell *et al.*, 2016).

Le scale spaziali di analisi variano secondo un criterio gerarchico (ecoregione, bacino idrografico, unità di paesaggio, segmento, tratto, unità morfologica, unità idraulica, elemento fluviale) già utilizzato nel campo dell'ecologia e della geomorfologia fluviale. Attraverso tale approccio, si realizza una suddivisione iniziale (o segmentazione) del reticolo idrografico propedeutica alle successive analisi. Il tratto, ossia una porzione del corso d'acqua con caratteristiche morfologiche e condizioni al contorno relativamente uniformi, rappresenta la principale unità spaziale di analisi. Nell'ambito di tale approccio è stata sviluppata una nuova classificazione morfologica dei corsi d'acqua funzionale ad una sua applicazione pratica nell'ambito della valutazione ed analisi idromorfologica (Rinaldi *et al.*, 2016). Tale classificazione comprende una serie di tipologie di base (*Basic River Typology*), identificabili da immagini da remoto ed utilizzabili in fase di segmentazione del sistema fluviale, ed una tipologia di secondo livello (*Extended River Typology*) utilizzabile in fase di valutazione delle condizioni del corso d'acqua col supporto dei rilievi sul terreno.

La componente temporale del quadro metodologico di REFORM è legato al concetto chiave di traiettoria di evoluzione, la quale enfatizza il fatto che i sistemi fluviali sono dinamici e seguono complesse traiettorie di variazione nel tempo in risposta ad una serie di variabili guida che agiscono a varie scale spazio-temporali. Ogni corso d'acqua può presentare una serie di caratteristiche specifiche determinate dalla sua evoluzione storica e da una particolare sequenza di eventi, pertanto l'interpretazione delle variazioni temporali della morfologia del corso d'acqua è essenziale per valutare le condizioni presenti ed i possibili trend evolutivi

futuri.

Alcune applicazioni del quadro metodologico complessivo di REFORM a vari casi di studio rappresentativi di diversi contesti a livello europeo sono riportate in *González del Tánago et al. (2016)*, *Grabowski & Gurnell (2016)*, *Belletti et al. (2016)*, *Ziliani & Surian (2016)*.

3.2 I metodi di valutazione idromorfologica di REFORM

Nel REFORM Deliverable 6.2 (*Rinaldi et al., 2015b*) è stata sviluppata una versione più prescrittiva del precedente quadro metodologico, la quale incorpora al suo interno una serie di strumenti operativi specifici – i metodi di valutazione idromorfologica di REFORM – attraverso i quali analizzare singolarmente alcune componenti della metodologia complessiva. L'analisi è strutturata in quattro fasi, coerentemente ad altre metodologie esistenti aventi una struttura simile (River Styles Framework, IDRAIM): (i) segmentazione e caratterizzazione del sistema fluviale; (ii) ricostruzione delle traiettorie di evoluzione e valutazione delle condizioni attuali dei corsi d'acqua; (iii) descrizione delle tendenze future; (iv) identificazione di azioni di gestione. Ogni fase contiene una sequenza di step che supportano l'analisi delle condizioni dei corsi d'acqua.

Le fasi di valutazione e monitoraggio delle condizioni idromorfologiche si avvalgono di tre strumenti specifici, l'Indice di Qualità Morfologica (Morphological Quality Index: MQI), l'Indice di Qualità Morfologica di monitoraggio (Morphological Quality Index for monitoring: MQIm), ed il Sistema di rilevamento e classificazione delle Unità Morfologiche (Geomorphic Units survey and classification System: GUS). L'MQI deriva da un'estensione a livello europeo della versione originariamente sviluppata da *Rinaldi et al. (2013)*. Le finalità dei tre diversi strumenti sono riassunte in tabella 1, mentre per i dettagli si rimanda a *Rinaldi et al. (2015b,c)*.

Metodo	Scopi	Applicazioni
MQI (Morphological Quality Index)	Valutazione, classificazione e monitoraggio dello stato morfologico (es. elevato, ..., pessimo)	Valuta le alterazioni morfologiche rispetto ad una condizione di riferimento inalterata (scala spaziale: tratto)
MQIm (Morphological Quality Index for monitoring)	Monitoraggio della tendenza delle condizioni morfologiche (es. deterioramento, miglioramento)	Valuta le variazioni della qualità morfologica nel breve termine (scala spaziale: tratto)
GUS (Geomorphic Units survey and classification System)	Caratterizzazione, classificazione e monitoraggio delle unità morfologiche	Caratterizza le unità morfologiche ed investiga i link con le condizioni biologiche ed idromorfologiche a scala di tratto (scala spaziale: unità morfologica)

Tabella 1. Riepilogo degli scopi e delle tipiche applicazioni dei metodi di valutazione idromorfologica di REFORM.

RINGRAZIAMENTI

Il lavoro che ha prodotto questa memoria è stato finanziato nell'ambito del 7° Programma Quadro della Comunità Europea (Grant Agreement No. 282656 REFORM).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Belletti, B., Rinaldi, M., Gurnell, A.M., Buijse, A.D. and Mosselman, E. A review of assessment methods for river hydromorphology, *Environmental Earth Sciences*, 2015, 73(5), 2079-2100.
- Belletti, B., Nardi, L. & Rinaldi, M. Diagnosing problems induced by past gravel mining and other disturbances in Southern European rivers: the Magra River, Italy, *Aquatic Sciences*, 2016, 78(1), 107-119.
- Brierley, G.J. & Fryirs, K.A. *Geomorphology and River Management: Applications of the River Style Framework*, Blackwell, Oxford, UK, 2005.
- Friberg, N. Impacts and indicators of change in lotic ecosystems. *WIREs Water*, 2014, 1, 513-531.
- González del Tánago, M., Martínez-Fernández, V. & García de Jalón, D. Diagnosing problems produced by flow regulation in Southern European rivers: the Porma and Curueño Rivers (Duero Basin, NW Spain), *Aquatic Sciences*, 2016, 78, 121-133.
- Grabowski, R.C. & Gurnell, A.M. Diagnosing problems of fine sediment delivery and transfer in a lowland catchment, *Aquatic Sciences*, 2016, 78, 95-106.
- Gurnell, A.M., Belletti, B., Bizzi, S., Blamauer, B., Braca, G., Buijse, A.D., Bussettini, M., Camenen, B., Comiti, F., Demarchi, L., García De Jalón, D., González Del Tánago, M., Grabowski, R.C., Gunn, I.D.M., Habersack, H., Hendriks, D., Henshaw, A.,

- Klösch, M., Lastoria, B., Latapie, A., Marcinkowski, P., Martínez-Fernández, V., Mosselman, E., Mountford, J.O., Nardi, L., Okruszko, T., O'Hare, M.T., Palma, M., Percopo, C., Rinaldi, M., Surian, N., van de Bund, W., Weissteiner, C. & Ziliani, L. A multi-scale hierarchical framework for developing understanding of river behaviour. *Aquatic Sciences*, 2016, 78, 1-16.
- Mosselman, E., Angelopoulos, N., Belletti, B., Brouwer, R., Gurnell, A.M., Friberg, N., Kail, J., Reichert, P. & Geerling, G., Guidance and decision support for cost-effective river and floodplain restoration and its benefits. Deliverable 6.3 of REFORM (REstoring rivers FOR effective catchment Management), a Collaborative project (large-scale integrating project) funded by the European Commission within the 7th Framework Programme under Grant Agreement 282656, 2015.
- Rinaldi, M., Surian, N., Comiti, F. & Bussettini, M., A method for the assessment and analysis of the hydromorphological condition of Italian streams: the Morphological Quality Index (MQI), *Geomorphology*, 2013, 180-181, 96-108.
- Rinaldi, M., Surian, N., Comiti, F. & Bussettini, M., A methodological framework for hydromorphological assessment, analysis and monitoring (IDRAIM) aimed at promoting integrated river management, *Geomorphology*, 2015a, 251, 122-136.
- Rinaldi, M., Gurnell, A.M., Belletti, B., Berga Cano, M.I., Bizzi, S., Bussettini, M., González Del Tánago, M., Grabowski, R., Habersack, H., Klösch, M., Magdaleno Mas, F., Mosselman, E., Toro Velasco, M. & Vezza, P., Final report on methods, models, tools to assess the hydromorphology of rivers, Deliverable 6.2, Part 1, of REFORM (REstoring rivers FOR effective catchment Management), a Collaborative project (large-scale integrating project) funded by the European Commission within the 7th Framework Programme under Grant Agreement 282656, 2015b.
- Rinaldi, M., Belletti, B., Bussettini, M., Comiti, F., Golfieri, B., Lastoria, B., Nardi, L. & Surian, N., New tools for an integrated hydromorphological assessment of European streams. D7.5 Conference Proceedings Novel Approaches to Assess and Rehabilitate Modified Rivers, 30 June - 2 July 2015, Wageningen (the Netherlands), 2015c.
- Rinaldi, M., Gurnell, A.M., González Del Tánago, M., Bussettini, M. & Hendriks, D., Classification of river morphology and hydrology to support management and restoration. *Aquatic Sciences*, 2016, 78(1), 17-33.
- Ziliani, L. & Surian, N., Reconstructing temporal changes and prediction of channel evolution in a large Alpine river: the Tagliamento river, Italy, *Aquatic Sciences*, 2016, 78, 83-94.

MONITORAGGIO DELLO STATO MORFOLOGICO, ANALISI DEI DEFICIT E PROPOSTA DI MISURE DI MIGLIORAMENTO SU DIVERSI CORSI D'ACQUA IN PROVINCIA DI BOLZANO

Matteo Paternolli ¹, Corrado Lucarelli ¹, Walter Gostner¹ & Robert Schifferegger ²

(1) Ingegneri Patscheider & Partner Srl, Via Glorenza 5/K, 39024 – Malles (BZ); (2) Ufficio Tutela Acque, Ripartizione Agenzia provinciale per l'ambiente, Provincia Autonoma di Bolzano, Casa Michael Pacher, Piazza Cappuccini 3, 39031 – Brunico (BZ)

ASPETTI CHIAVE

- L'attuale stato di degrado di molti corsi d'acqua impone di sviluppare dei modelli di pianificazione integrata, al fine di giungere ad una riqualificazione ecologica dei corpi idrici superficiali.
- L'analisi mediante metodologia IDRAIM della qualità morfologica di circa 420 km di corsi d'acqua in Provincia di Bolzano ha evidenziato una qualità non soddisfacente su circa la metà di essi.
- Una valutazione sito-specifica dei deficit presenti ha portato alla proposta di diverse misure di miglioramento, finalizzate al raggiungimento di uno stato di buona qualità morfologica.

1 INTRODUZIONE

L'importanza degli ecosistemi fluviali in termini di ricchezza ecologica e biologica è ormai riconosciuta (Allan & Castillo, 2007). Tuttavia, soprattutto nel corso degli ultimi decenni, la crescente pressione antropica ha portato ad un progressivo degrado di molti corsi d'acqua e dei relativi ecosistemi (Gostner *et al.*, 2013). L'Unione Europea ha recentemente preso coscienza dell'importanza e dell'urgenza di queste problematiche, spingendo gli Stati membri ad adottare delle politiche di pianificazione integrata, perseguendo fra l'altro come obiettivo la riqualificazione dei corpi idrici al fine di raggiungere una buona qualità ecologica (Commissione Europea, 2000).

In quest'ottica la Provincia Autonoma di Bolzano ha commissionato ad un team di esperti (Ingegneri Patscheider & Partner Srl, Progepiter Srl, Studio Ecoingegno, Dr. Mauro Luchelli e Dr. Simone Rossi) la realizzazione di uno studio per il monitoraggio della qualità morfologica di circa 420 km di corsi d'acqua, la successiva analisi dei deficit esistenti e la proposta di misure volte al miglioramento della potenzialità funzionale. Lo studio è stato svolto secondo la metodologia IDRAIM sviluppata da ISPRA (Rinaldi *et al.*, 2014), ed in particolare utilizzando l'Indice di Qualità Morfologica (IQM) in essa definito.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Ambito di studio

Nel presente progetto sono stati indagati circa 420 km di corsi d'acqua in provincia di Bolzano, afferenti ai bacini imbriferi sottesi dalle maggiori derivazioni idroelettriche presenti. La tipologia dei corpi idrici analizzati risulta estremamente diversificata, andando dai piccoli rivi di alta montagna fino ai grandi fiumi di fondovalle (es. Isarco e Aurino). Di conseguenza anche la pressione antropica, nonché il grado di sistemazione idraulica, variano considerevolmente a seconda dell'ambito considerato.

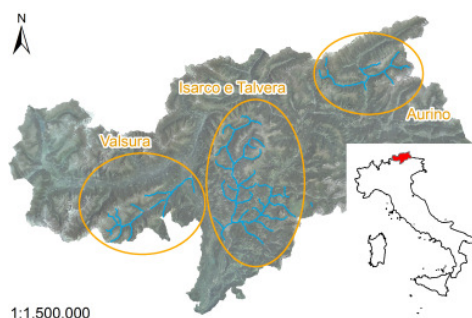


Figura 1. Localizzazione dei corsi d'acqua oggetto di studio.

2.2 L'indice IQM

L'indice di Qualità Morfologica (IQM) è un metodo basato sul giudizio esperto, che mediante la valutazione di una serie di indicatori analizza lo scostamento del tratto considerato rispetto allo stato di riferimento (non alterato), considerando tre aspetti principali: la funzionalità geomorfologica, l'artificialità e le variazioni morfologiche. Ad ogni indicatore viene assegnato un punteggio proporzionale al grado di alterazione riscontrato. Dalla combinazione dei punteggi di tutti gli indicatori si perviene quindi al calcolo dell'IQM, che può variare da 0 (tratto completamente alterato) a 1 (tratto completamente inalterato – condizione di riferimento). Sulla base dei valori dell'IQM vengono infine definite 5 classi di qualità morfologica, variabili da elevata a pessima (Rinaldi *et al.*, 2014).

2.3 Dati di Base

Come dati di base per l'analisi sono stati utilizzati, oltre all'ortofoto attuale (2011) e a quella del volo GAI 1954, diversi strati informativi forniti dagli uffici provinciali. In particolare si sono acquisite la carta dell'uso del suolo e delle tipologie forestali, la carta geologica, i dati relativi alle derivazioni concessionate (idroelettriche, irrigue, potabili e per innervamento), il DTM, il catasto delle opere di sistemazione idraulica e degli attraversamenti, il dato vettoriale relativo al reticolo viario e ferroviario e infine la documentazione degli eventi storici ed il catasto degli interventi (di manutenzione, rinaturalizzazione, etc.).

2.4 Analisi GIS e osservazione di immagini telerilevate

Successivamente alla suddivisione preliminare dei corsi d'acqua in tratti idromorfologicamente omogenei, la prima fase di valutazione della qualità morfologica avviene in ufficio, mediante analisi GIS delle informazioni raccolte e delle immagini aeree. Vengono in particolare valutati aspetti quali: (a) ampiezza e continuità della fascia erodibile e della vegetazione perfluviale; (b) presenza e numerosità di elementi di artificialità; (c) attività di antropiche; (d) variazioni planimetriche rispetto al passato.

2.5 Rilevamenti in sito

Questa fase è volta a risolvere e chiarire eventuali punti critici emersi durante il lavoro in ufficio e ad analizzare aspetti che è possibile osservare solo sul terreno, quali: (i) configurazione morfologica; (ii) struttura del substrato; (iii) presenza di materiale legnoso in alveo. Questa fase risulta determinante soprattutto per i corsi d'acqua minori, dove le analisi da ortofoto sono spesso difficoltose, sia a causa delle ridotte dimensioni dell'alveo che della presenza di folta vegetazione lungo le sponde.

2.6 Analisi dei deficit

Una volta conclusa la valutazione dello stato di qualità morfologica attuale dei corsi d'acqua, è stata svolta un'analisi dei deficit nei tratti che non raggiungono una qualità morfologica almeno buona ($IQM \geq 0.7$). Sono stati quindi analizzati i singoli indicatori previsti dal metodo, per andare ad individuare in quali aspetti si riscontrano alterazioni particolarmente significative che vanno poi ad influire negativamente sull'indice IQM.



Figura 2. Alcune delle principali possibili cause di alterazione morfologica (dighe e protezioni spondali) e, a destra, esempio di analisi dei deficit considerando ogni indicatore dell'IQM.

2.7 Proposta di misure di miglioramento

L'ultima fase dello studio consiste nell'elaborazione di alcune proposte di intervento tese a migliorare la qualità morfologica dei tratti che attualmente presentano una classe inferiore a buono (IQM < 0.7). Sono state pertanto definite diverse macro-categorie di misure di riqualificazione e per ognuna sono stati valutati gli effetti diretti attesi sui diversi indicatori dell'IQM. Le misure di intervento sono state selezionate, oltre che sulla base dei loro effetti in termini di miglioramento morfologico, in funzione dell'effettiva fattibilità tecnica e dell'accettabilità da parte degli stakeholder coinvolti.

Codice	Descrizione
A	revisione delle regole di gestione idrica e/o idraulica
B1	eliminazione o modifica strutturale di opere trasversali (dighe)
B2	eliminazione o modifica strutturale di opere trasversali (traverse, briglie,...)
C	eliminazione o modifica di ponti, guadi e/o tombinamenti
D	eliminazione o modifica strutturale delle difese spondali (con eventuale allargamento dell'alveo)
E	eliminazione o arretramento degli argini in frodo o vicini
F	ricostruzione morfologica del tracciato planimetrico (con eventuale riapertura di canali secondari)
G	eliminazione o modifica strutturale di opere di consolidamento e/o alterazione del fondo (rampe, soglie,...)
H	incremento dell'apporto di sedimenti in alveo (da versanti, da invasi, da mobilitazione in alveo)
I	aumento diffuso della scabrezza in alveo mediante diversificazione morfologica, inserimento di materiale legnoso e/o massi
L	forestazione della fascia funzionale (ripariale e/o di versante) con vegetazione autoctona
M	ripristino di piana inondabile mediante abbassamento di superfici terrazzate
N	inserimento di elementi naturali (massi e/o grandi detriti legnosi) su sezioni trasversali per favorire il trattenimento di sedimenti e rialzare il livello del fondo alveo
O	eliminazione o delocalizzazione di manufatti antropici dalle pertinenze fluviali

Tabella 1. Catalogo dei possibili interventi proposti per il miglioramento della qualità morfologica.

3 RISULTATI

3.1 Qualità morfologica dei corsi d'acqua

Dalle analisi condotte è emerso come, sui circa 420 km di corsi d'acqua oggetto di studio, la metà possieda una qualità morfologica buona o elevata. Un terzo ricade nella classe di qualità moderata o sufficiente, mentre complessivamente 56 km (14 %) l'IQM risulta scadente e infine in 19 km (4 %) la condizione morfologica è addirittura pessima. Da un'analisi sulla localizzazione geografica dei diversi tratti emerge come quelli caratterizzati da una qualità buona o elevata si trovino principalmente alla testata dei bacini idrografici, dove la quota e la conformazione del territorio fanno sì che la pressione antropica sia pressoché assente. Mano a mano che le valli si allargano e il grado di urbanizzazione aumenta, la condizione morfologica dei corsi d'acqua tende a peggiorare. In generale, le situazioni di maggior criticità si riscontrano in alcuni tratti dei grandi corsi d'acqua di fondo valle (Adige, Isarco, Talvera, Aurino).

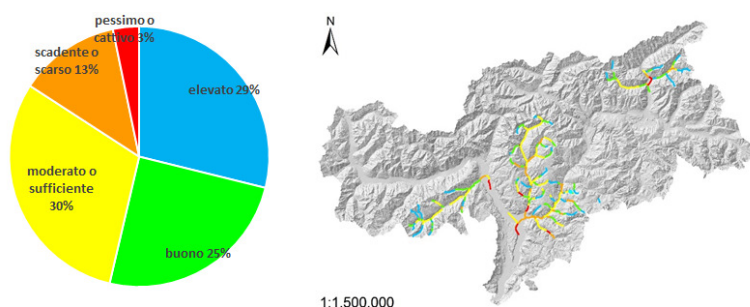


Figura 3. Valutazione della qualità morfologica attuale dei corsi d'acqua oggetto di studio.

3.2 Analisi dei deficit

Su tutti i tratti che non raggiungono una qualità morfologica buona ($IQM < 0.7$) è stata condotta una dettagliata analisi per individuare i deficit principali, che si è osservato essere direttamente collegabili alla pressione antropica presente. Essi sono costituiti da: (a) grandi opere di derivazione idroelettrica, che alterano sensibilmente la continuità delle portate liquide e solide; (b) opere di sistemazione idraulica trasversali (briglie e soglie), che riducono la variabilità della sezione e impediscono l'instaurarsi di forme e processi tipici della configurazione morfologica; (c) opere di sistemazione idraulica longitudinali (protezioni spondali, argini), che impediscono i processi di erosione e arretramento delle sponde; (d) strade site in prossimità del corso d'acqua, che limitano la connessione coi versanti e con le fasce perifluviali, (e) pratiche di taglio della vegetazione in fascia perifluviale.

3.3 Proposte di miglioramento della qualità morfologica

Nei tratti caratterizzati da un'insoddisfacente qualità morfologica ($IQM < 0.7$), a partire dall'analisi dei deficit svolta si sono proposti alcuni possibili interventi di miglioramento, la cui efficacia è stata valutata in termini di incremento di IQM e per i quali è stata inoltre svolta una stima dei costi di realizzazione. Le misure proposte spaziano da interventi puntuali ad altri distribuiti lungo tutto il tratto in esame. I principali consistono in: (a) ottimizzazione delle opere di sistemazione idraulica; (b) riforestazione della fascia perifluviale; (c) reimmissione di sedimenti a valle delle grandi traverse di derivazione idroelettrica; (d) rilascio di piene formative a valle delle grandi derivazioni idroelettriche; (e) ricostruzione morfologica del preesistente tracciato planimetrico. Si osserva come non per tutti i tratti sia stato possibile raggiungere uno stato di qualità buono, in quanto in contesti fortemente antropizzati i margini di intervento risultano spesso limitati. Si è inoltre tenuto conto della fattibilità economica degli interventi, per cui misure come la rimozione delle grandi derivazioni idroelettriche non risultano realisticamente realizzabili.

In Figura 4 si riporta un esempio del procedimento seguito per la valutazione del miglioramento morfologico ottenibile a seguito della realizzazione delle misure proposte. Sull'asse delle ascisse sono rappresentati gli indicatori dell'IQM (con il suffisso "F" quelli di funzionalità geomorfologica, con "A" quelli di artificialità e con "V" quelli di variazione morfologica), mentre in ordinata il punteggio rappresentante il grado di alterazione caratteristico di ogni indicatore. Le barre nel grafico sono caratterizzate da tre diversi colori: quelle trasparenti indicano le alterazioni potenziali (ma non riscontrate) per il tratto considerato, quelle marroni i deficit rilevati ed eliminabili mediante l'adozione degli interventi proposti, mentre le barre grigie rappresentano la parte di alterazione non eliminabile (residua) con le misure previste.

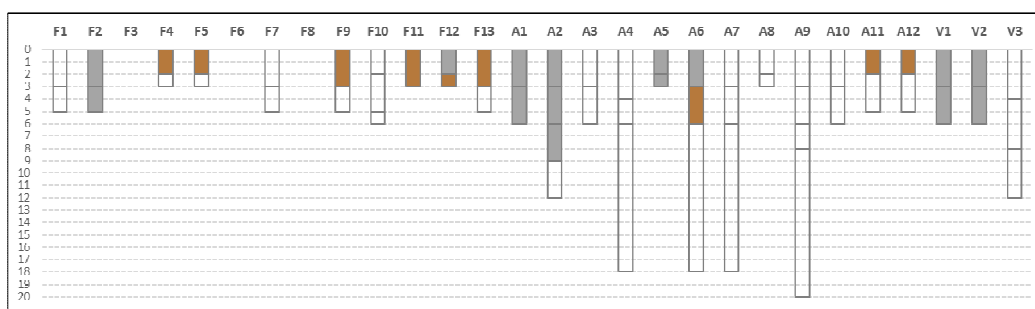


Figura 4. Esempio di valutazione dei miglioramenti morfologici attesi a seguito della realizzazione degli interventi proposti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Allan, J.D. & Castillo, M.M. Stream Ecology. Structure and Function of Running Waters, Second Edition, Springer, Dordrecht, Netherlands, 2007.
- European Commission. Directive 2000/60/EC of the European Parliament and of the Council 23 October 2000: establishing a framework for Community action in the field of water policy, Official Journal of the European Communities, 2000, L327.
- Gostner, W., Alp, M., Schleiss, A.J. & Robinson, C.T. The hydro-morphological index of diversity: a tool for describing habitat heterogeneity in river engineering projects, Hydrobiologia, 2013, 712(1), 43-60.
- Rinaldi, M., Surian, N., Comiti, F. & Bussettini, M. IDRAIM – Sistema di valutazione idromorfologica, analisi e monitoraggio dei corsi d'acqua, ISPRA – Manuali e Linee Guida, 113/2014, Roma, Italia, 2014.

MORPHOLOGICAL CHANGES IN RIVERS OF SOUTH TYROL (ITALIAN ALPS) AFTER THE LITTLE ICE AGE (1850-1950)

Enrico Marchese ¹, Vittoria Scorpio ¹ & Francesco Comiti ¹

(1) Faculty of Science and Technologies, Free University of Bozen-Bolzano, Piazza Università 5, 39100 Bolzano, Italy

KEY POINTS:

- *This research investigates the evolutionary trajectories of Alpine rivers from the end of the Little Ice Age to the 1950's, in order to determine the possible role of climatic variations*
- *The statistical relationships among morphological changes and various basins parameters in catchments featuring low anthropic pressures, different glacial cover and land use were analysed*
- *The broad range of width and pattern variations does not indicate a single trajectory of change, and the effects of climatic variations is possibly apparent but rather weak*

1 INTRODUCTION

During the past two hundred years, river dynamics of many Italian fluvial systems have been significantly affected by human disturbances such as land use changes, urbanization, channelization, dams, diversions, gravel and sand mining (Surian & Rinaldi 2003), and their morphological changes were recently analysed in different regions (Marchetti, 2002; Rinaldi, 2003; Surian et al., 2009; Comiti et al., 2011; Ziliani & Surian, 2012; Bollati et al. 2014; Scorpio et al., 2015). Interpretation of channel changes was not always straightforward since it required a detailed reconstruction of the evolutionary trajectory of channel morphology, a quantitative analysis of controlling factors, as well as the identification of links between evolutionary trajectories and controlling factors (Ziliani & Surian, 2012). Remarkably, only few studies have analysed the historical evolution of rivers flowing within Alpine valleys, (i.e., confined and partially confined by hillslopes), (Comiti 2012; Campana et al., 2014).

Alpine rivers are believed to have modified their channel morphology in response to both natural and human-induced pressures (Comiti, 2012), although, disentangling anthropic from climate-related effects in rivers recent evolution is quite challenging. During the cold and wet period known as the Little Ice Age (1400-1850 AD, hereafter LIA) (Grove, 2004) the increased frequency/magnitude of floods and precipitation augmented the morphological activity of rivers (Schmocker-Fackel & Naef 2010) as well as frequency and magnitude of mass movements (Irmeler et al. 2006). In the Alps, the LIA resulted in the advance of glaciers with three maximum around 1350, 1650, and 1850 AD, comparable with previous Holocene maxima (Zasadni 2007). Human adaptation to LIA associated to a rapid increase in population led to extensive deforestation of both river catchments and floodplains, which coupled with the climate-induced lowering of the upper tree limit, produced a marked decrease in the forest cover in most European mountain regions, influencing the channel evolution (Liébault & Piégay 2001). Overall, many European rivers between 17th and 19th century seem to have consistently widened and increased their braiding activity (Gob et al. 2008; Rumsby & Macklin 1996, Arnaud-Fassetta & Provansal 1999). Subsequently, after the end of the LIA, several rivers underwent channel narrowing and bed incision (Descroix & Gautier 2002), although the observed evolutionary trend during the last 150-200 years has been mostly attributed to the increased forest cover deriving from land abandonment. Nonetheless, variations in channel morphology could have been affected by glacier shrinkage and permafrost reduction (Milner et al. 2009), and changes in flood frequencies and magnitude (Schmocker-Fackel & Naef 2010; Irmeler et al. 2006), through the associated changes in water and sediment fluxes. The analysis of channel changes is a territory where land abandonment has been relatively minor would help understand how much climatic factors and systems' inherent variability affected channel evolution before large human modifications took place (dams, gravel mining), therefore before the 1950s (Comiti, 2012; Rinaldi et al., 2013).

2 METHODS

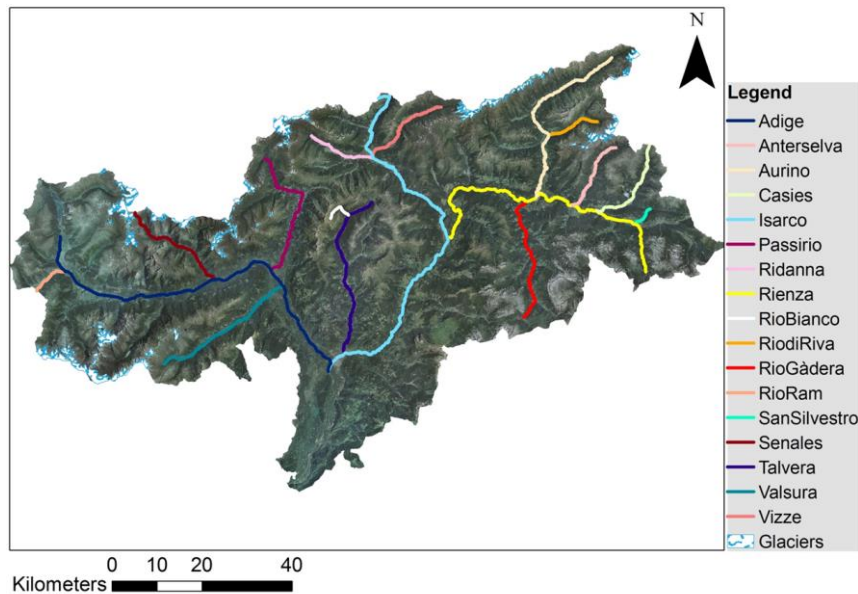


Figure 2. The Autonomous Province of Bolzano-Bozen (South Tyrol) and the seventeen studied rivers.

Within the Autonomous Province of Bolzano-Bozen (Italy), seventeen river catchments were selected to analyse channel changes (fig.1) in the period 1850 (ending phase of the LIA) - 1950 (initiation of dam construction and gravel mining). A multitemporal GIS analysis approach was adopted to assess the morphological change of the 17 basins from three sources: an historical Austrian cadastre map of 1858, a set of historical IGM maps (Institute of Military Geography) ranging from year 1917 to 1925 and two historical black and white aerial photos dated 1945 and 1954. Georeferencing was necessary for the IGM maps and the cadastre map was used as a base layer. In addition, a high-resolution (2.5 m) digital elevation model (DTM), a geological map and several land use maps were utilized. The morphological analysis included river segmentation into homogeneous reaches, following the indications by Rinaldi et al., (2013). For each reach, a set of variables considering both main channel and basin characteristics, were derived: basin area (BA), basin relief, basin average slope (BS_{avg}), basin area covered by fluvial deposits (FDA) and moraines (MDA), reach length (L), reach average slope (RS), reach width in 1858 (W^{1858}), 1917 (W^{1917}) and 1954 (W^{1954}), reach width ratio between 1917 and 1858 (W^{1917}/W^{1858}), 1954 and 1858 (W^{1954}/W^{1858}) and 1945 and 1917 (W^{1945}/W^{1917}), sinuosity (IS), braiding (IB) and anabranching (IA) indices. Data on glaciers extension in 1850 (GA^{1858}) and 2006 (GA^{2006}) and climate temperatures and precipitations trends (mostly starting from the early 20th century) were also considered. Collected data were processed by means of statistical analysis performed by the “R studio” software.

3 RESULTS

Segmentation of rivers led to 162 reaches (76 confined, 81 partly-confined and 5 unconfined). Reach length ranges from 630 m to 5500 m, channel slope from 0.3 to 24%, drainage area from 20 km² to 4000 km². Despite the definitely mountainous environment, partly to unconfined reaches are quite common in the study areas due to the presence of relative wide valleys carved by glaciers during the Pleistocene. Morphological patterns for the study reaches include: single thread (ST) channels (mostly present in confined reaches (C), but also in partly-confined (PC) and not-confined (NC) ones, which are mentioned as straight), sinuous (S), transitional/wandering (W), meandering (M) and anastomosed (A) (fig.2-A).

The analysis of the width variations indicates a predominant narrowing trend despite the reach confinement (fig.2-B), but many reaches also show limited variations or even considerable widening (fig.2-C). No relationship between width variation and slope is apparent (fig.2-D).

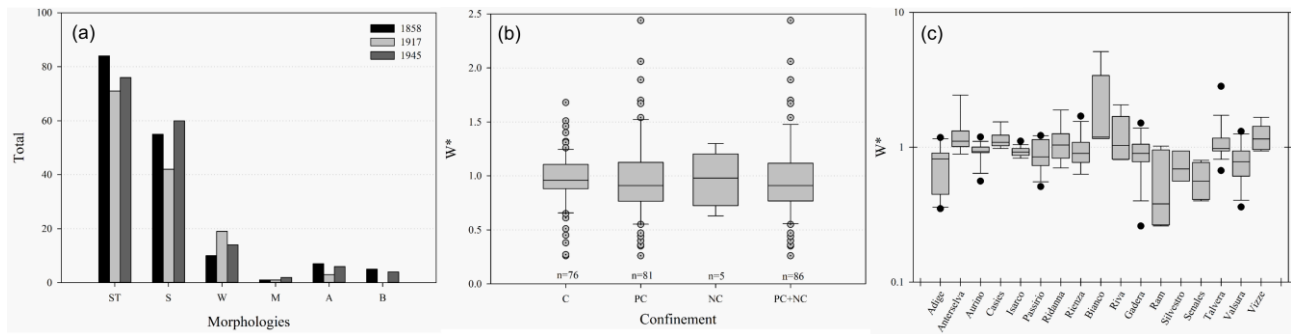


Figure 2. (a) Morphological distribution of the reaches for year under investigation. The analysis of IGM maps (1917) present missing values for 26 reaches. (b) Width ratio $W^{*1945/1858}$ and confinement type: median (solid line) is below value 1 (narrowing) for confined (C) and partly-confined (PC) and not-confined (NC) reaches. Outliers (grey dots) highlights extreme width ratio variations. The PC+NC boxplot is dominated by PC values. (c) Distribution of width ratio $W^{*1945/1858}$ for the seventeen rivers with outliers (black dots). Values above 1 indicates widening, values below 1 indicate narrowing.

The statistical analysis (Table 1) shows the correlations between the width changes over time and the main channel and basin parameters. In particular, the width variations for the whole period suggest a dominant role of the variations occurred during the first period (from 1858 to 1917). Moreover, a positive correlation between width change (W^*) and the glacial area ratio parameter is found. At the reach scale, a negative correlation is observed between width changes W^* and the initial channel width (W^{1858}).

For the first sub-period (from 1858 to 1917), at the basin scale, positive correlation with the glacial area ratio ($GA^{2006/1858}$) and the relative presence of the fluvial deposits (FDA/DA) are found (Table 1). In addition, as the case of the whole investigated period (1858-1945), also a negative correlation with the initial channel width (W^{1858}) is underlined.

For the second sub-period (from 1917 to 1945) some positive correlation between channel width changes and the parameters in the final conditions (1945) are point out (Table 1), in particular, most important correlation is observed with the channel width in 1945 (W^{1945}). Channel width modifications occurred during the first sub-period ($W^{*1917/1858}$) appear to have a clear negative correlation with those occurred from 1917 to 1945.

Total period (1858-1945)		First sub-period (1858-1917)		Second sub-period (1917-1945)	
Variables	$R(W^{*1945/1858})$	Variables	$R(W^{*1917/1858})$	Variables	$R(W^{*1945/1917})$
$W^{*1917/1858}$	0.48	$GA^{2006/1858}$	0.46	W^{1945}	0.44
$GA^{2006/1858}$	0.34	FDA / DA	0.35	IB^{1945}	0.37
$W^{*1945/1917}$	0.30	MDA	-0.30	GA^{1858} / BA	0.34
BH_{min}	0.29	MDA / DA	-0.35	GA^{1858}	0.32
BA	-0.32	W^{1858}	-0.63	MDA / BA	0.31
Relief	-0.33			$W^{*1945/1858}$	0.30
W^{1858}	-0.53			$W^{*1917/1858}$	-0.61

Table 1. Non-parametric Spearman R correlation of W^* (width ratio $W^{1945/1858}$, $W^{1945/1917}$ and $W^{1917/1858}$) calculated on 162 reaches. R values are statistically significant ($p < 0.001$). BA: Basin Area; BH_{min} : minimum Basin Height; FDA: Fluvial Deposit Area; GA: Glacial Area; IB: Index of Braiding; MDA: Moraines Deposit Area; W: average channel width;

4 CONCLUSIONS

Rivers of South Tyrol varied their morphological pattern in response to the climatic variations that occurred after the LIA, mostly exhibiting a shift from multi-thread to single-thread channels. Variations in channel width after the LIA varied substantially among the analysed rivers, which featured both narrowing and widening, as well as cases of limited changes. Channel width variations at the reach scale appear statistically, although weakly, related to the relative glacialized area of the drainage basin. The initial channel width seems to have a potential role in determining the subsequent width change.

5 BIBLIOGRAPHY

- Arnaud-Fassetta, G. & Provansal, M., 1999. High frequency variations of water flux and sediment discharge during the Little Ice Age (1586–1725 AD) in the Rhône Delta (Mediterranean France). Relationship to. Man and River Systems, 410, pp.241–250.
- Arnaud-Fassetta, G. & Provansal, M., 1999. High frequency variations of water flux and sediment discharge during the Little Ice Age (1586–1725 AD) in the Rhône Delta (Mediterranean France). Relationship to. *Man and River Systems*, 410, pp.241–250. Available at: http://link.springer.com/chapter/10.1007/978-94-017-2163-9_25 [Accessed November 26, 2014].
- Bollati, I.M. et al., 2014. Reach-scale morphological adjustments and stages of channel evolution: The case of the Trebbia River (northern Italy). *Geomorphology*, 221, pp.176–186. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0169555X14003055> [Accessed November 6, 2014].
- Campana, D. et al., 2014. Channel degradation and restoration of an Alpine river and related morphological changes. *Geomorphology*, 221, pp.230–241. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0169555X1400316X> [Accessed October 6, 2014].
- Comiti, F. et al., 2011. Channel adjustments and vegetation cover dynamics in a large gravel bed river over the last 200years. *Geomorphology*, 125(1), pp.147–159. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.geomorph.2010.09.011>.
- Comiti, F., 2012. How natural are Alpine mountain rivers? Evidence from the Italian Alps. *Earth Surface Processes and Landforms*, 37(7), pp.693–707. Available at: <http://doi.wiley.com/10.1002/esp.2267> [Accessed October 20, 2014].
- Descroix, L. & Gautier, E., 2002. Water erosion in the southern French alps: climatic and human mechanisms. *Catena*, 50(1), pp.53–85. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0341816202000681>.
- Gob, F. et al., 2008. The value of lichenometry and historical archives in assessing the incision of submediterranean rivers from the Little Ice Age in the Ardèche and upper Loire (France). *Geomorphology*, 94(1-2), pp.170–183. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0169555X07002498> [Accessed November 9, 2014].
- Grove, J.M., 2004. *Little Ice Ages: Ancient and Modern, (2 volumes) Vol1 Ed2*,
- Irmeler, R., Daut, G. & Mäusbacher, R., 2006. A debris flow calendar derived from sediments of lake Lago di Braies (N. Italy). *Geomorphology*, 77(1-2), pp.69–78. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0169555X06000031> [Accessed November 9, 2014].
- Liébault, F. & Piégay, H., 2001. Assessment of channel changes due to long-term bedload supply decrease, Roubion River, France. *Geomorphology*, 36(3-4), pp.167–186. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0169555X00000441>.
- Marchetti, M., 2002. Environmental changes in the central Po Plain (northern Italy) due to fluvial modifications and anthropogenic activities. , 44, pp.361–373.
- Milner, A.M., Brown, L.E. & Hannah, D.M., 2009. Hydroecological response of river systems to shrinking glaciers. *Hydrological Processes*, 23(1), pp.62–77. Available at: <http://doi.wiley.com/10.1002/hyp.7197>.
- Rinaldi, M., 2003. Recent channel adjustments in alluvial rivers of Tuscany, Central Italy. *Earth Surface Processes and Landforms*, 28(6), pp.587–608.
- Rinaldi, M., Surian, N. & Bussettini, M., 2013. La metodologia IDRAIM e la valutazione della dinamica morfologica dei corsi d'acqua. , pp.21–22.
- Rumsby, B.T. & Macklin, M.G., 1996. River response to the last neoglacial (the Little Ice Age) in northern, western and central Europe. In *Global continental changes: the Context of Palaeohydrology*. pp. 217–233.
- Schmocker-Fackel, P. & Naef, F., 2010. Changes in flood frequencies in Switzerland since 1500. *Hydrology and Earth System Sciences*, 14(8), pp.1581–1594. Available at: <http://www.hydrol-earth-syst-sci.net/14/1581/2010/> [Accessed August 29, 2014].
- Scorpio, V. et al., 2015. River channel adjustments in Southern Italy over the past 150 years and implications for channel recovery. *Geomorphology*, 251, pp.77–90. Available at: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0169555X15300738>.
- Surian, N. et al., 2009. GRAVEL-BED RIVERS OF NORTH-EASTERN ITALY : POTENTIALS AND LIMITATIONS FOR CHANNEL RECOVERY. , 567(February), pp.551–567.
- Surian, N. & Rinaldi, M., 2003. Morphological response to river engineering and management in alluvial channels in Italy. *Geomorphology*, 50(4), pp.307–326. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0169555X02002192> [Accessed November 9, 2014].
- Zasadni, J., 2007. The Little Ice Age in the Alps: Its Record in glacial deposits and rock glacier formation.
- Ziliani, L. & Surian, N., 2012. Evolutionary trajectory of channel morphology and controlling factors in a large gravel-bed river. *Geomorphology*, 173-174, pp.104–117. Available at: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0169555X12002723> [Accessed November 9, 2014].

SULLA DINAMICA DEI MEANDRI – EVOLUZIONE DELLE CURVE E MOVIMENTO DELLE FORME DI FONDO MEDIANTE IMMAGINI SATELLITARI

Federico Monegaglia¹, Guido Zolezzi¹ & Marco Tubino¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Università degli Studi di Trento

ASPETTI CHIAVE

- Viene presentata una metodologia integrata automatizzata per l'estrazione di pattern, dinamica e macroforme di fondo da sequenze di immagini satellitari multispettrali
- Viene presentato un metodo per studiare la migrazione di macroforme di fondo emerse in meandri mobili
- Si analizza e discute l'evoluzione planimetrica di alcuni grandi fiumi del bacino Amazzonico

1 PREMESSA

Lo studio della dinamica dei fiumi meandriiformi è stato in grado di catalizzare attorno a sé l'attenzione di una vasta rete di ricercatori, dai geomorfologi ai fluidodinamici teorici. Alle osservazioni di campo, per ovvie ragioni sempre limitate nello spazio e nel tempo, hanno fatto da spalla i numerosi studi teorici sviluppati a seguito dei lavori di *Blondeaux & Seminara (1985)* e *Johannesson & Parker (1989)*. In questi due articoli pionieristici si è fatta luce sui processi che consentono ai meandri fluviali di formarsi a seguito di un meccanismo di instabilità forzata. Ha fatto seguito una lunga tradizione di analisi teorica, di cui è bene richiamare in particolare *Seminara et al. (2001)*, articolo in cui si è dato forma alle equazioni che governano il processo di evoluzione planimetrica dei fiumi meandriiformi. Nel medesimo lavoro, si mostra come l'evoluzione di singoli meandri, o di meandri periodici, segua leggi matematicamente semplici che si applicano a ciascuna delle armoniche in cui è possibile scomporre la linea d'asse del meandro.

Tali teorie sono rimaste per anni a fondamento delle ricerche volte allo studio dell'evoluzione della più ampiamente studiata classe dei fiumi monocursali, ma raramente si è reso possibile portare dei riscontri quantitativi, a causa delle scale spaziali e temporali coinvolte in questi singolari fenomeni. I notevoli passi avanti fatti nel campo delle scienze geospaziali, la grande disponibilità di immagini a risoluzione via via crescente e l'incremento di copertura dei satelliti geostazionari cominciano tuttavia a fornire dati che possono essere utilizzati per studiare, comprendere e confrontare l'evoluzione di fiumi meandriiformi a scala di tratto, ponendo dunque le basi per un riscontro con le teorie che ormai da lungo tempo fanno sentire il loro peso nella letteratura.

La processazione di tali dati è stata tuttavia, fino ad ora, portata avanti mediante tediose procedure manuali e con mezzi talvolta discutibili perché intaccati da quello spettro nemico della replicabilità della ricerca che è la soggettività. Per ovviare a queste gravi lacune della ricerca nel campo dell'idraulica fluviale, si propone in questo lavoro una metodologia nuova, che consente di calcolare in maniera automatica (e pertanto oggettiva) le fondamentali quantità geometriche relative alle planimetrie fluviali a scala di tratto, anche in condizioni complesse quali la presenza di canali secondari, barre emerse e biforcazioni/confluenze, nonché di stimare localmente i tassi di migrazione della linea d'asse anche in condizioni in cui essa si modifichi in maniera significativa tra due fotogrammi successivi.

Parallelamente al metodo per il calcolo del tasso locale di migrazione della linea d'asse, viene definito un approccio per lo studio della migrazione delle forme di fondo emerse (*point bars* e *mid-channel bars*) lungo meandri in evoluzione. Tale dinamica è spesso stata trascurata nella letteratura, nonostante essa abbia implicazioni molto rilevanti per quanto riguarda la stabilità spondale, l'alternanza di *riffles and pools* e la dinamica evolutiva stessa dei fiumi meandriiformi.

Gli approcci fin qui discussi vengono presentati come applicazioni a dei casi studio particolarmente rilevanti per il loro grado di attività morfologica, che permettono quindi un'analisi temporale soddisfacente con i dati disponibili. I casi studio analizzati sono quelli del Rio Beni (Amazzonia Boliviana), di particolare rilevanza per la sua elevata attività morfologica e del Rio Ucayali, affluente del Rio delle Amazzoni, d'interesse a seguito di un imponente taglio di un meandro di 71 km indotto da attività antropica (*Abizaid,*

2005).

2 METODI

La metodologia integrata automatica qui presentata si basa sull'estrazione dell'asse del fiume e del suo profilo di larghezza locale a partire da immagini multispettrali, sulla base di un numero molto limitato di parametri. Le immagini multispettrali sono inizialmente segmentate ad immagini binarie sulla base di un indice di classificazione di acqua (MNDWI) o di vegetazione (NDVI). Quest'ultimo risulta particolarmente efficace nell'identificazione della larghezza di piena dei fiumi naturali. La segmentazione viene effettuata mediante thresholding con il classico algoritmo di Otsu applicato *localmente* su dischi di raggio proporzionale alla larghezza media del canale. Con operazioni automatiche di morfologia matematica viene eseguita una pulizia dell'immagine e si ottiene la maschera binaria del fiume. Di tale maschera viene estratto l'asse, con il suo profilo locale di larghezza, sotto forma di immagine raster. Le coordinate georeferenziate dell'asse principale vengono calcolate con un nuovo algoritmo ricorsivo basato sulle proprietà dei linguaggi di programmazione *object-oriented*, il quale permette di trattare correttamente la presenza di biforcazioni, barre emergenti e canali secondari. Iterando la procedura su una sequenza temporale di immagini è possibile ricostruire la storia evolutiva della linea d'asse di un fiume meandriforme a morfologia complessa (con biforcazioni, canali secondari e barre emerse) in modo totalmente automatico e replicabile. La Figura 1 riporta la sequenza della linea d'asse di un tratto del Rio Beni per 30 anni.

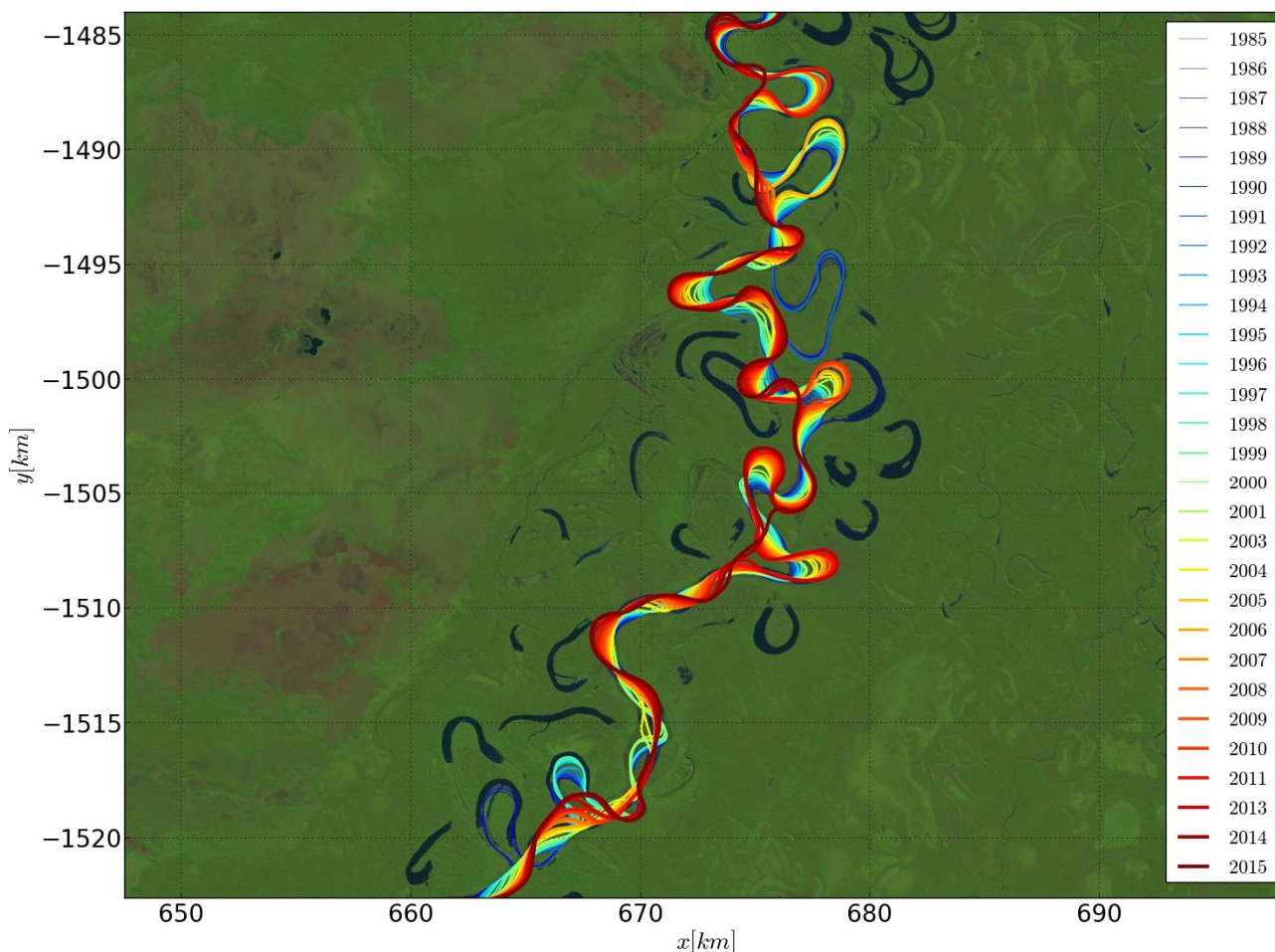


Figura 1. Sovrapposizione di planimetrie del Rio Beni per diversi anni. Le planimetrie sono state calcolate a partire da dati Landsat.

Una volta ottenute le linee d'asse della sequenza temporale, è finalmente possibile applicare un nuovo algoritmo, qui proposto, di migrazione locale della linea d'asse. Tale procedura è particolarmente interessante perché permette di separare le singole curve di un tratto meandriforme, consentendone lo studio

individuale e quindi un confronto più sistematico con le varie teorie basate sull'ipotesi di periodicità dei meandri. La separazione delle singole curve avviene filtrando il segnale di curvatura mediante una trasformata wavelet inversa, la quale permette di considerare le varie armoniche che compongono la linea d'asse del canale. Una volta trovati i punti di inflessione, mediante interpolazione con spline cubica si ricostruiscono le componenti bidimensionali del tasso locale di migrazione di ogni punto della curva, per ciascuna curva della planimetria.

Infine, una rimappatura delle coordinate da cartesiane georeferenziate ad intrinseche (s,n) permette uno studio sistematico della migrazione delle forme di fondo emerse associate alle curve durante la loro migrazione. Le forme di fondo vengono identificate mediante segmentazione basata sull'indice MNDWI.

L'individuazione dei punti di inflessione e la ricostruzione della curvatura con trasformata wavelet inversa permettono infatti di rappresentare la curvatura della linea d'asse secondo l'armonica fondamentale, e dunque di scegliere il punto di massimo della stessa come punto di apice della curva. Il movimento nel tempo della barra emersa può essere calcolato localmente in un sistema di riferimento centrato sull'apice o sul punto di inflessione di monte.

3 APPLICAZIONE E RISULTATI

La metodologia riportata permette di analizzare la distribuzione dei tassi di migrazione nella loro intensità e direzione in un determinato istante evolutivo. In figura 2 è riportato il tasso di migrazione locale assieme alla curvatura della linea d'asse del canale, per un tratto del Rio Beni. Si nota una certa correlazione tra le due, come d'altronde è già stato notato in numerosi lavori, con un certo sfasamento (sul perchè di tale sfasamento si veda in particolare Seminara, 2006). Si noti in particolare che il tasso di migrazione è dato in valore assoluto, pertanto la sua frequenza è doppia.

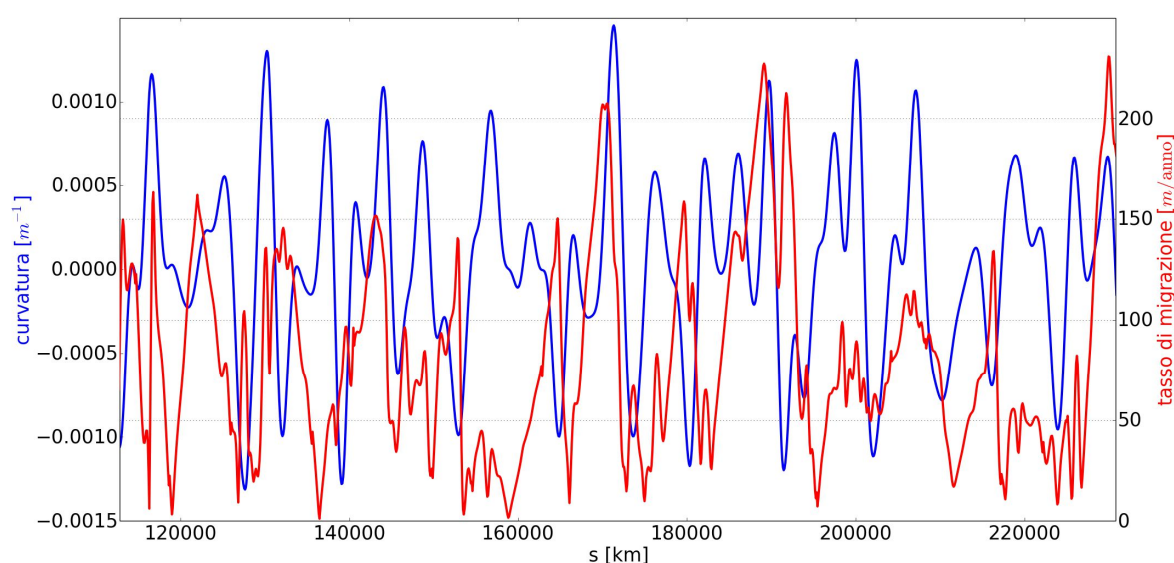


Figura 2. Profilo di curvatura e di tasso di migrazione per un tratto di linea d'asse del Rio Beni, tra gli anni 2005 e 2006. La coordinata s rappresenta la distanza lungo la linea d'asse da un generico punto iniziale.

La figura 3 mostra invece le posizioni relative di una stessa barra su una curva in anni diversi, nel sistema di riferimento “stretched” intrinseco. Centrando quest'ultimo sull'apice della curva si rende possibile definire la migrazione delle barre rispetto all'apice della curva.

E' bene in questo caso notare che questo approccio, come si nota dalla figura, ha delle limitazioni: fiumi di grandi dimensioni come quello in esame hanno tipicamente un elevato carico di sedimento in sospensione, che rende quasi impossibile la penetrazione della radiazione luminosa; l'analisi dello spostamento delle barre riguarda pertanto solamente la loro parte emergente, la quale è evidentemente

variabile a seconda del regime di portata in cui è presa l'immagine satellitare.

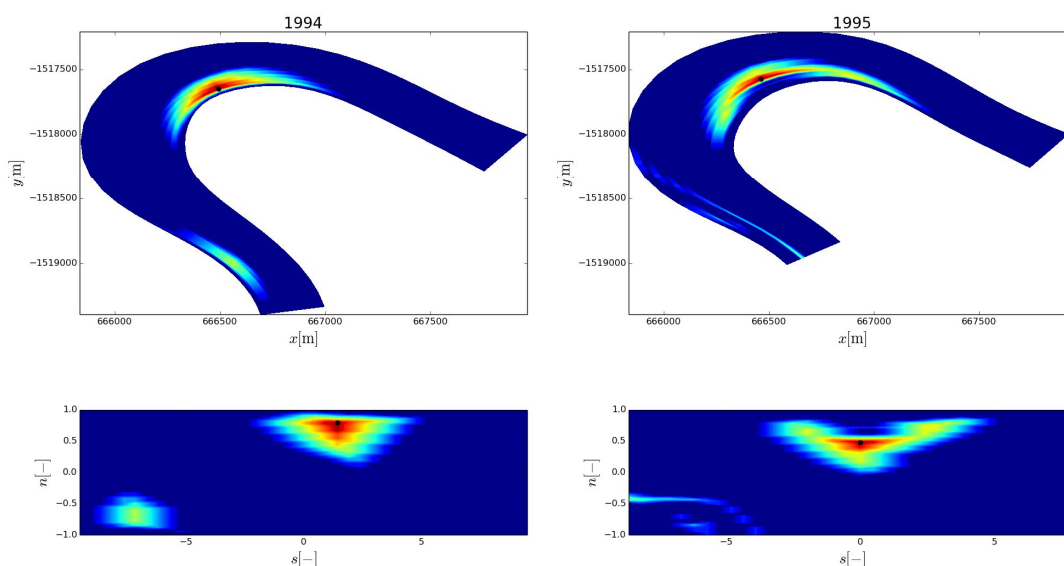


Figura 3. Evoluzione della posizione della barra principale su una delle curve del Rio Beni, tra gli anni 1985 e 2015. La coordinata s rappresenta la distanza lungo l'asse del canale, con origine sull'apice della curva considerata, adimensionalizzata rispetto alla larghezza del canale, mentre la coordinata n rappresenta la coordinata trasversale ($n=\pm 1$ alla sponda destra e sinistra, rispettivamente).

4 CONCLUSIONI

Si è presentato in questo lavoro un approccio integrato automatizzato per l'analisi delle dinamiche di evoluzione dei fiumi meandrici che può avere importanti risvolti nell'analisi e nella gestione dei fiumi.

Il trasporto in sospensione limita l'applicabilità di queste metodologie, che tuttavia restano per il momento forse l'unica strada praticabile per l'analisi di fiumi di grandi dimensioni come quello preso in esame.

Il costante miglioramento della qualità dei dati satellitari spinge tuttavia a credere che l'applicazione di un simile approccio possa generalizzarsi a fiumi di dimensioni via via più ridotte, e che pertanto il campo di applicabilità possa in futuro crescere enormemente, con implicazioni che dalla scienza ci si aspetta possano sconfinare nell'ambito gestionale e nell'analisi dei bilanci di sedimento.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Abizaid, C. An anthropogenic meander cutoff along the Ucayali river, Peruvian Amazon. *Geographical Review*, 2005, 95, pp 122-135
- Blondeaux, P. & Seminara, G. A unified bar-bend theory of river meanders. *Journal of Fluid Mechanics*, 2005, 157, pp 449-470
- Johannesson, H. & Parker, G. Linear Theory of River Meanders, in *River Meandering* (eds S. Ikeda and G. Parker), American Geophysical Union, Washington, D. C., 1989
- Lawler, W., Channel Planform Statistics. NCED Stream Restoration Toolbox, 2006
- Seminara, G., Zolezzi, G., Tubino, M. & Zardi, D. Downstream and upstream influence in river meandering. Part 2. Planimetric development. *Journal of Fluid Mechanics*, 2001, 438, pp 213-230
- Seminara, G. Meanders. *Journal of Fluid Mechanics*, 2006, 554, pp 271-297

STRUMENTI GIS PER LA DESCRIZIONE, VALUTAZIONE E MODELLAZIONE DELL'HABITAT FLUVIALE

Andrea Zanin¹, Paolo Vezza^{1,2} & Claudio Comoglio¹

(1) Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture, Politecnico di Torino; (2) International Centre for Ecohydraulics Research, University of Southampton.

ASPETTI CHIAVE

- Al fine di applicare la metodologia MesoHABSIM (Mesohabitat simulation model) sono stati sviluppati due plugin in ambiente QGIS in grado di accompagnare l'utente nell'intero work-flow.
- Il plugin Map-Stream nasce come strumento per la descrizione delle unità morfologiche mediante tecniche di mobile mapping.
- Il plugin Sim-Stream elabora i dati raccolti con Map-Stream giungendo al calcolo dell'indice IH e consente all'utente di visualizzare gli output intermedi nel formato che più predilige.

1 PREMESSA

La metodologia di analisi dell'habitat fluviale denominata MesoHABSIM (Mesohabitat Simulation Model, *Parasiewicz et al.*, 2013, *Veza et al.*, 2014a) raccoglie ed elabora un ampio spettro di descrittori ambientali caratteristici dell'ecosistema acquatico e permette la modellazione del comportamento della comunità acquatica sia a scala spaziale che temporale.

L'approccio metodologico segue quanto riportato nelle linee guida in tema di "ecological flows" della Commissione Europea (*Petitguyot et al.*, 2015) e nel manuale edito dall'Istituto Superiore per la Protezione e Ricerca Ambientale (ISPRA, *Rinaldi et al.*, 2015), al fine di utilizzare l'habitat fluviale come metrica per la definizione dei rilasci ambientali da opere di presa (e-flows) e la valutazione degli impatti delle alterazioni idro-morfologiche sui corsi d'acqua superficiali.

Nel seguito verranno descritti brevemente gli aspetti più importanti di questa metodologia e verranno presentati due nuovi plugin sviluppati in ambiente QuantumGIS (QGIS) utilizzabili per la raccolta dati e per l'applicazione della metodologia MesoHABSIM.

2 LA MODELLAZIONE DELL'HABITAT FLUVIALE A MESO-SCALA

La metodologia MesoHABSIM opera attraverso la mappatura del mosaico di meso-habitat (serie consecutive di unità morfologiche quali pool, rapid, riffle, step, etc.) (vedasi *Rinaldi et al.*, 2015), al fine di descrivere e quantificare la distribuzione ed il reale habitat disponibile per la fauna all'interno del corso d'acqua. A seguito di una vasta applicazione nell'Italia centro-settentrionale, sono stati definiti modelli di idoneità di habitat per diverse specie della comunità acquatica (trota marmorata, trota fario, scazzone, vairone, barbo, cavedano, gambero di fiume, etc.) in differenti contesti fluviali (*Veza et al.* 2014a, *Veza et al.*, 2014b).

Per la determinazione e valutazione dei rilasci da opere di presa la metodologia MesoHABSIM risulta particolarmente appropriata ed offre numerosi vantaggi rispetto ai tradizionali metodi di modellazione dell'habitat a micro-scala (ad es. PHABSIM, CASiMiR). In primo luogo, la raccolta dei dati può essere facilmente eseguita con strumentazione leggera, anche in corsi d'acqua caratterizzati da difficoltà di accesso, presenza di massi e rocce in alveo, condizioni climatiche rigide e copertura satellitare marginale o assente.

Le tecniche di rilievo (denominate di mobile mapping) offrono la possibilità di eseguire rilievi estensivi del corso d'acqua offrendo un dettaglio e una precisione sufficiente per la descrizione dei principali parametri fisici delle unità morfologiche. In secondo luogo, la meso-scala consente l'impiego di un set ampio di variabili ambientali e permette, dal punto di vista biologico, l'analisi sia a livello di singola specie sia di comunità acquatica.

Uno degli output finali della metodologia MesoHABSIM è l'indice di integrità spazio-temporale dell'habitat fluviale (IH, vedasi *Rinaldi et al.*, 2015) che rappresenta un'istantanea dello stato di alterazione

idro-morfologica del corso d'acqua e assegna, in base al valore numerico assunto, la classe di integrità dell'habitat.

Al fine di ottimizzare l'applicazione della metodologia MesoHABSIM all'interno del territorio italiano e procedere al calcolo dell'indice IH si è manifestata l'esigenza di creare un pacchetto software che gestisse l'intero work-flow e che potesse essere eseguito interamente all'interno di un sistema informativo territoriale (o GIS, Global Information System).

La scelta di utilizzare tale piattaforma informatica GIS permette una visualizzazione diretta sia dei dati in ingresso e in uscita, sia dei risultati delle elaborazioni, garantendo una più agevole capacità di editing degli stessi da parte dell'utente.

Grazie alla collaborazione tra il Politecnico di Torino, il Rushing River Institute (MA, USA), l'Università degli Studi di Trento e l'Unità di Ricerca ResEAU (programmi FESR Competitività Regionale 2007/13 e FSE Occupazione 2007/13 della Regione Autonoma Valle d'Aosta) si sono realizzati due plugin in ambiente QGIS dedicati all'applicazione della metodologia MesoHABSIM. Questi due plugin, denominati Map-Stream e Sim-Stream, vengono di seguito brevemente descritti assieme alle principali funzionalità disponibili nella loro versione attuale.

3 MAP-STREAM

La raccolta dei dati di campo necessari per l'applicazione della metodologia MesoHABSIM viene gestita mediante il plugin Map-Stream installato su un supporto informatico da campo (tablet o palmare). Il software consente la comunicazione e l'acquisizione dati via Bluetooth da telemetri laser (ad es., Laser Technology TruPulse 360 Series), permettendo all'operatore di eseguire la descrizione e la mappatura di unità morfologiche con relativa rapidità e precisione. Il plugin si occupa di convertire il segnale dello strumento in punti e poligoni georiferiti e di registrare gli attributi fisici di ogni unità morfologica direttamente in ambiente QGIS (Figura 1). I dati acquisiti durante i rilievi di campo vengono quindi organizzati e formattati in modo da essere pronti per il corretto e immediato utilizzo all'interno del plugin Sim-Stream.

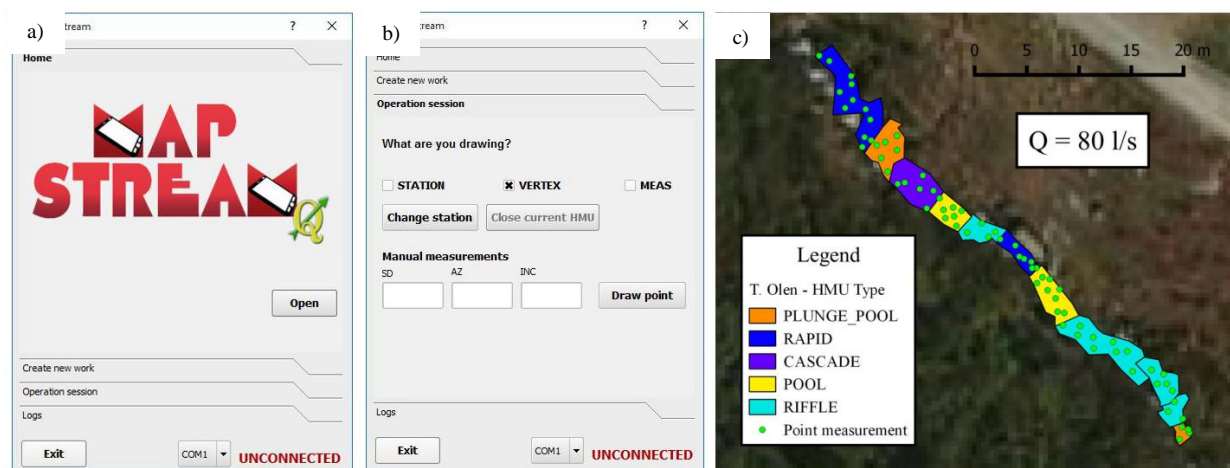


Figura 1. a) Schermata iniziale del plugin Map-Stream. b) Schermata operativa per il rilievo topografico delle unità morfologiche. c) Risultato della descrizione di unità morfologiche per il T. Olen (Alagna Valsesia, Vercelli).

4 SIM-STREAM

Il plugin Sim-Stream di QGIS è stato sviluppato sulla base dell'omonimo software fornito dal Rushing Rivers Institute (disponibile alla pagina: rushingrivers.com) come strumento informatico per l'applicazione della metodologia MesoHABSIM all'interno del territorio italiano.

Il software presenta un'interfaccia grafica a navigazione condizionata, le cui pagine sono caratterizzate da una certa tipologia di input. I dati di campo raccolti tramite Map-Stream vengono riconosciuti in automatico

e inseriti tramite una procedura semplificata (Figura 2b); inoltre serie storiche di portata in condizioni naturali e alterate possono essere inserite all'interno di una pagina dedicata. L'utente può inoltre selezionare la specie e lo stadio vitale di interesse per le analisi tramite apposite caselle da spuntare e visionare graficamente il modello statistico di idoneità di habitat e le relative variabili fisiche in esso considerate rilevanti (Figura 2c).

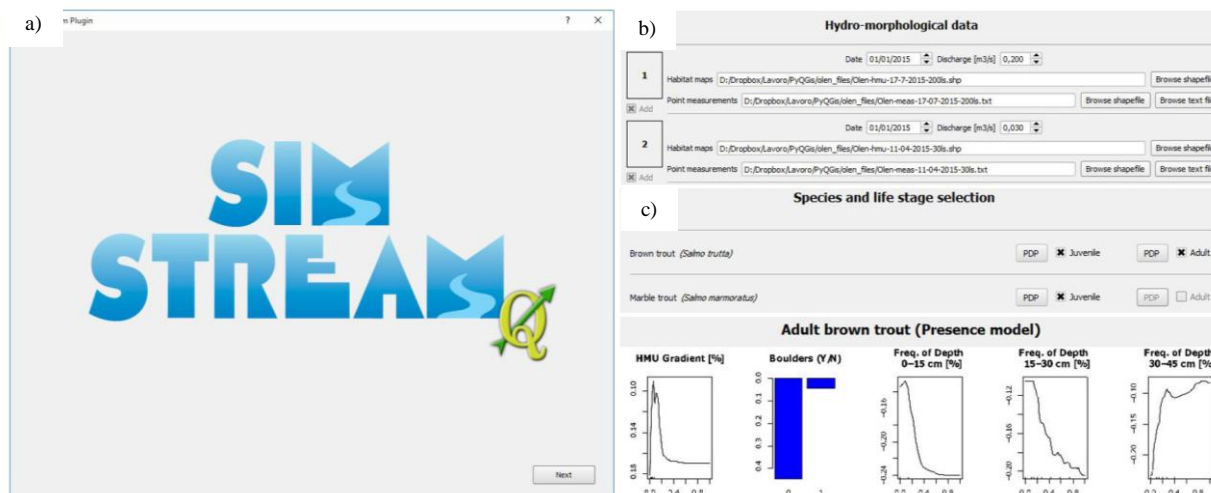


Figura 2. a) Schermata iniziale del plugin Sim-Stream. b) Selezione della specie e del relativo stadio vitale per cui effettuare le analisi di disponibilità di habitat. c) Inserimento dei dati idro-morfologici rilevati tramite Map-Stream.

Il plugin elabora i dati inseriti dall'utente tramite una connessione in background con il software statistico R. I risultati ottenuti dalla modellazione sono restituiti a Sim-Stream e trasformati nelle seguenti categorie di output (a scelta dell'utente): (i) valutazione dell'idoneità di habitat, (ii) relazione habitat-portata, (iii) serie storiche di habitat analizzate statisticamente tramite curve di durata sotto-soglia (in inglese UCUT - (uniform continuous under threshold curves), (iv) indice di integrità spazio-temporale dell'habitat fluviale (IH).

Gli output possono essere salvati in una directory locale selezionata dall'utente in diversi formati per fornire differenti possibilità di gestione; sono inoltre forniti geodati interpretati in termini di idoneità di habitat (mappe semaforiche, Figura 3a), grafici in formato PDF (Figura 3b) e file di testo facilmente visualizzabili e consultabili tramite fogli di calcolo. Per quanto concerne il calcolo e la visualizzazione dell'indice IH, al termine delle elaborazioni viene aperta in automatico una finestra dedicata al cui interno si trovano i parametri e gli output intermedi utilizzati durante l'elaborazione (Figura 3c).

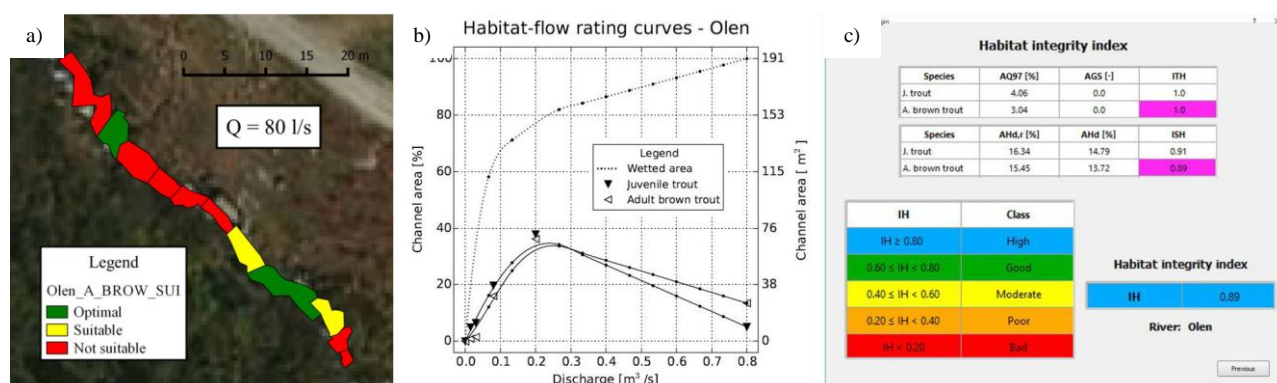


Figura 3. a) Mappa semaforica in ambiente GIS per la valutazione dell'idoneità dell'habitat fluviale; b) Relazione habitat-portata per due differenti stadi vitali di trota fario (juvenile and adult brown trout); c) Definizione dell'indice di integrità dell'habitat fluviale (IH) per il T. Olen (Alagna Valsesia, Vercelli).

5 DISCUSSIONE

Ad oggi le numerose applicazioni della metodologia MesoHABSIM hanno interessato i territori regionali di Piemonte, Valle d'Aosta, Liguria, Veneto, Trentino Alto Adige e Friuli-Venezia Giulia. La metodologia è inoltre diventata uno strumento di gestione delle risorse idriche a supporto delle analisi di impatto ambientale per derivazioni su corsi d'acqua superficiali, e accettata come tale nelle regioni Valle d'Aosta e Friuli-Venezia Giulia e nella Provincia Autonoma di Trento.

Il rilascio al pubblico dei plugin descritti in questo documento rappresenta quindi un importante passo avanti per l'applicazione della metodologia MesoHABSIM all'interno del territorio italiano. Attraverso l'utilizzo di questi strumenti vengono infatti ottimizzati i tempi di raccolta dati di campo, di post-processing e di presentazione dei risultati. Inoltre gli output ottenuti risultano decisamente fruibili per l'utente grazie ai diversi formati con i quali vengono salvati e grazie alla possibilità di creare automaticamente mappe personalizzate in ambiente GIS.

Sim-Stream permette inoltre di confrontare simultaneamente diversi scenari di rilascio da derivazioni esistenti o in progetto al fine di identificare il più idoneo e può dunque essere considerato un valido strumento a supporto di interventi di riqualificazione fluviale e di conservazione della fauna acquatica.

Durante lo sviluppo dei plugin sono state riscontrate e risolte alcune criticità, come la messa in comunicazione di QGIS con R e la compatibilità con i diversi sistemi operativi, tra i quali Windows, Linux, Android e Mac OS.

In futuro si procederà ad estendere le potenzialità dei sopra citati plugin in termini di acquisizione degli output derivanti da modellazione idrodinamica o morfodinamica dei corsi d'acqua.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Parasiewicz, P., Rogers, J.N., Vezza, P., Gortazar, J., Seager, T., Pegg, M., Wiśniewolski, W., Comoglio, C. Applications of the MesoHABSIM Simulation Model, *Ecohydraulics: an integrated approach*, ed. H.A. Maddock, P. Kemp, P. Wood, John Wiley & Sons Ltd, 2013, pp. 109-124.
- Petitguyot, T., Bussetini, M., Linsen, M., Schmidt, G., Arqued-Esquía, V.M., Smolar-Žvanut, N., Skoulidakis, N., Hernandez-Herrero, E., Sanchez-Navarro, R., Tanner, K., Ureta-Maeso, J., Helena-Alve, M., Theodoropoulos, C. Ecological flows in the implementation of the Water Framework Directive. Common Implementation Strategy (CIS) Guidance Document n°31. Luxembourg: European Union, 2015.
- Rinaldi, M., Belletti, B., Comiti, F., Nardi, L., Mao, L., Bussetini, M. Sviluppo di un sistema di rilevamento e classificazione delle Unità Morfologiche dei corsi d'acqua (SUM). Rome, Italy: Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale (ISPRA), 2015.
- Vezza, P., Parasiewicz, P., Spairani, M., Comoglio, C. Habitat modelling in high gradient streams: the meso-scale approach and application. *Ecological Applications* 24: 844-861, 2014.
- Vezza, P., Parasiewicz, P., Calles, O., Spairani, M., Comoglio, C. Modelling habitat requirements of bullhead (*Cottus gobio*) in alpine streams. *Aquatic Sciences* 76: 1-15, 2014.

MODELLAZIONE ECO-IDROLOGICA PER LA PREVISIONE DEI FLUSSI MIGRATORI DEI SALMONI ATLANTICI

Gianluca Lazzaro¹, Chris Soulsby², Doerthe Tetzlaff² & Gianluca Botter¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (ICEA), Università degli Studi di Padova, Padova; (2) School of Geography, University of Aberdeen, Aberdeen (Scotland, UK).

ASPETTI CHIAVE:

- Il presente lavoro affronta il legame esistente tra il regime dei deflussi, la connettività idrologica e gli habitat fluviali nel bacino del fiume Dee (Scotland, UK).
- Il modello sviluppato consente di riprodurre le dinamiche migratorie annuali dei salmoni a scopo riproduttivo per confrontarle con i dati eco-idrologici disponibili dal 1967 nello stesso sito.
- La variabilità dei deflussi influenza la probabilità di spostamento dei salmoni all'interno di una rete idrografica e quindi può limitare il numero di salmoni che raggiungono i siti di spawning.

SOMMARIO

Il ciclo di vita della fauna ittica si estende attraverso molteplici scale temporali e spaziali (Fausch *et al.*, 2002). La presenza di popolazioni strutturate all'interno di una rete fluviale si basa sulla disponibilità e diversità di tutti gli habitat richiesti nel ciclo di vita di ogni specie (nascita, crescita e riproduzione) ma anche dalla possibilità che tali habitat siano fisicamente connessi tra di loro (Schlosser, 1991).

Le reti idrografiche possono essere concettualizzate dal punto di vista ecologico come un eterogeneo insieme di habitat che vengono sfruttati da diverse specie fluviali durante particolari periodi del proprio ciclo di vita (Wiens, 2002). La naturale variabilità dei deflussi in un corso d'acqua determina infatti la variabilità temporale delle principali proprietà idrauliche dell'habitat fluviale (velocità, tiranti, sforzi tangenziali, etc.) (Ceola *et al.*, 2013). Uno stesso habitat fluviale può quindi essere destinato a utilizzi diversi a seconda della portata che scorre nel corso d'acqua, determinando un continuo adattamento dell'ecosistema fluviale alla variabilità delle condizioni di deflusso sperimentate (Lytle & Poff, 2004). Inoltre, la portata disponibile in alveo garantisce la connessione fisica tra gli habitat di una rete idrografica naturale, ed essendo variabile nel tempo determina condizioni mutevoli di connettività idrologica: talvolta infatti, il regime dei deflussi può prevedere anche condizioni (piene, siccità) sfavorevoli al movimento delle specie, con conseguente riduzione della connettività locale. L'eterogeneità degli habitat e la loro interconnessione sono perciò elementi parimenti necessari per lo sviluppo di un ecosistema fluviale vario e resistente. Tuttavia, lo studio dell'interconnessione tra regimi idrologici, habitat fluviali e connettività fluviale rimane ad oggi un argomento relativamente inesplorato. Nonostante recenti sviluppi in campo ecologico che idrologico, sono infatti poco frequenti le collaborazioni scientifiche interdisciplinari tra le due materie che possano veramente favorire una gestione sostenibile dei bacini idrografici (Tetzlaff *et al.*, 2007).

L'obiettivo principale di questo studio consiste dunque nello sfruttare il concetto di connettività idrologica per indagare come le continue migrazioni delle specie viventi in bacini non antropizzati siano influenzate dalla variabilità inter-annuale del regime idrologico naturale. In particolare, il presente lavoro ha condotto ad elaborare un modello eco-idrologico in grado di riprodurre i flussi migratori dei salmoni Atlantici (*Salmo Salar*) nel bacino naturale del fiume Dee (Aberdeenshire, Scotland, UK). Il modello considera il numero di salmoni che annualmente risalgono dal mare per la deposizione delle uova (spawning) esplicitamente in funzione anche della connettività idrologica media nella stagione in cui avviene la risalita, a sua volta espressa sulla base del regime dei deflussi osservato nello stesso periodo.

Il bacino del fiume Dee rappresenta una importante sede per la riproduzione dei salmoni Atlantici e per questo è continuamente monitorato e studiato. In particolare, in uno dei suoi affluenti (torrente Girnock) nel 1960 sono state realizzate due trappole per pesci che da circa cinquanta anni registrano il numero di salmoni giovani che dal torrente Girnock scendono verso il mare in primavera e il numero di salmoni adulti che risalgono il torrente dal mare in autunno per andare a deporre le uova nei siti nativi collocati a monte delle trappole. Il continuo monitoraggio consente dunque di poter disporre di un esteso database ecologico che riporta il numero annuale di salmoni giovani che migrano verso il mare e il numero annuale di salmoni adulti

che risale verso il torrente Girnock per la riproduzione (Fig. 1) (Glover & Malcolm, 2015). In prossimità delle trappole per pesci, è inoltre presente un misuratore di portata attivo dal 1972.

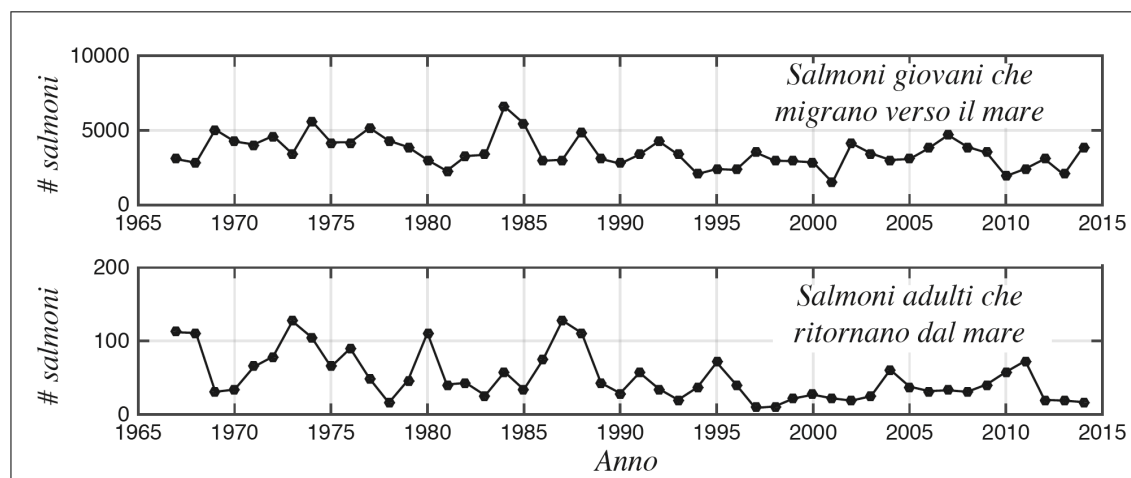


Figura 1. Numero annuale (gennaio-dicembre) di salmoni giovani che dal torrente Girnock migrano verso il mare (pannello superiore) e di salmoni adulti che dal mare tornano al torrente Girnock per la deposizione delle uova (pannello inferiore) attraverso la trappola per pesci attiva dal 1967 alla confluenza tra il torrente Girnock ed il fiume Dee (Aberdeenshire, Scotland, UK). Il database completo è disponibile gratuitamente online (<http://dx.doi.org/10.7489/1588-1>).

Le analisi finora condotte hanno confermato l'ipotesi iniziale secondo cui esiste una relazione tra le dinamiche migratorie dei salmoni Atlantici e il regime idrologico, in particolare nel caso delle dinamiche a fini riproduttivi. La variabilità inter-annuale dei deflussi infatti aumenta (o riduce) la probabilità di movimento dei pesci all'interno di una rete idrografica e questo si riflette nella variabilità del numero di salmoni che dal mare ritornano al sito nativo. Il lavoro evidenzia pertanto un ruolo chiave giocato dalle dinamiche idrologiche durante il ciclo di vita delle specie ittiche fluviali.

Appare opportuno sottolineare che alcuni fattori potenzialmente influenti sulle dinamiche migratorie dei salmoni Atlantici, come ad esempio la temperatura (Tetzlaff *et al.*, 2005), sono stati trascurati durante lo sviluppo e l'applicazione del modello, per concentrare l'attenzione sul ruolo delle fluttuazioni inter-annuali delle variabili idroclimatiche. La formulazione matematica del modello è comunque sufficientemente flessibile da consentire di poter incorporare in un secondo momento anche l'effetto di altri fattori ecologicamente rilevanti di natura qualitativa o quantitativa (e.g., la temperatura, lo stato di qualità e le caratteristiche morfologiche del corso d'acqua).

Il controllo che il regime idrologico esercita sulla probabilità di passaggio delle specie viventi in un corso d'acqua può rappresentare la base per lo studio di sistemi più complessi, come ad esempio l'interconnessione tra gli habitat necessari allo sviluppo di una comunità ecologica all'interno di una rete idrografica. Le alterazioni legate agli utilizzi antropici delle risorse idriche (idroelettrico, irrigazione) potranno anch'esse essere considerate sulla base del disturbo che arrecano al regime naturale delle portate.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ceola, S., I. Hodl, M. Adlboller, G. Singer, E. Bertuzzo, L. Mari, et al. (2013), Hydrologic variability affects invertebrate grazing on phototrophic biofilms in stream microcosms, *PLoS ONE*, 8(4), e60629–11.
- Fausch, K. D., C. E. Torgesen, C. V. Baxter & H. W. Li (2002), Landscapes to riverscapes: Bridging the gap between research and conservation of stream fishes, *Bioscience*, 52(6), 1–16.
- Glover, R., & I. A. Malcolm (2015), Girnock and Baddoch: Adult returns to the traps.
- Lytle, D. A., & N. L. Poff (2004), Adaptation to natural flow regimes, *Trends in Ecology & Evolution*, 19(2), 94–100.
- Schlosser, I. J. (1991), Stream fish ecology: a landscape perspective, *Bioscience*, 41(10), 1–9.
- Tetzlaff, D., C. Soulsby, C. N. Gibbins, P. J. Bacon & A. F. Youngson (2005), An approach to assessing hydrological influences on feeding opportunities of juvenile Atlantic salmon (*Salmo salar*): A case study of two contrasting years in a small, nursery stream, *Hydrobiologia*, 549(1), 65–77.
- Tetzlaff, D., C. Soulsby, P. J. Bacon, A. F. Youngson, C. N. Gibbins & I. A. Malcolm (2007), Connectivity between landscapes and riverscapes - a unifying theme in integrating hydrology and ecology in catchment science?, *Hydrological Processes*, 21(10), 1385–1389.
- Wiens, J. A. (2002), Riverine landscapes: taking landscape ecology into the water, *Freshwater Biology*, 47, 501–515.

RELATIONSHIPS BETWEEN THE CALORE RIVER MORPHOLOGICAL QUALITY IN BENEVENTO (SOUTHERN ITALY) AND THE 15TH OCTOBER 2015 FLOOD

Paolo Magliulo ¹, Enrico Fioretti ¹, Alessio Valente ¹

(1) Dipartimento di Scienze e Tecnologie, Università degli Studi del Sannio, via dei Mulini 59/A – 82100, Benevento

KEY POINTS

- On 15th October 2015, the town of Benevento was hit by a destructive flood of the Calore River that caused more than 1 billion euros of damages.
- The Morphological Quality of the Calore R. was assessed three years before the flood and recently checked. In this study, it has been compared with the spatial distribution of the inundated areas.
- Good relationships were found between the location of the inundated areas and the spatial distribution of the reaches with poor morphological quality and, in particular, with significant elements of artificiality.

1 INTRODUCTION

On 15th October 2015, a destructive flood of the Calore River (southern Italy) occurred, causing more than 1 billion euros of damages, mainly in the town of Benevento (Figure 1). The flood damaged many infrastructures and the transportation network, buried agricultural lands under several decimeters of mud and caused two deaths. The town of Benevento already experienced similar disasters in the past, such as in 1964, 1961, 1951 and, above all, on 2nd October 1949, when a flood with a peak flow discharge of 3,200 m³/s caused 17 deaths, destruction of more than 2,000 infrastructures and more than 300 homeless families (CNR-GNDCI, 1994).

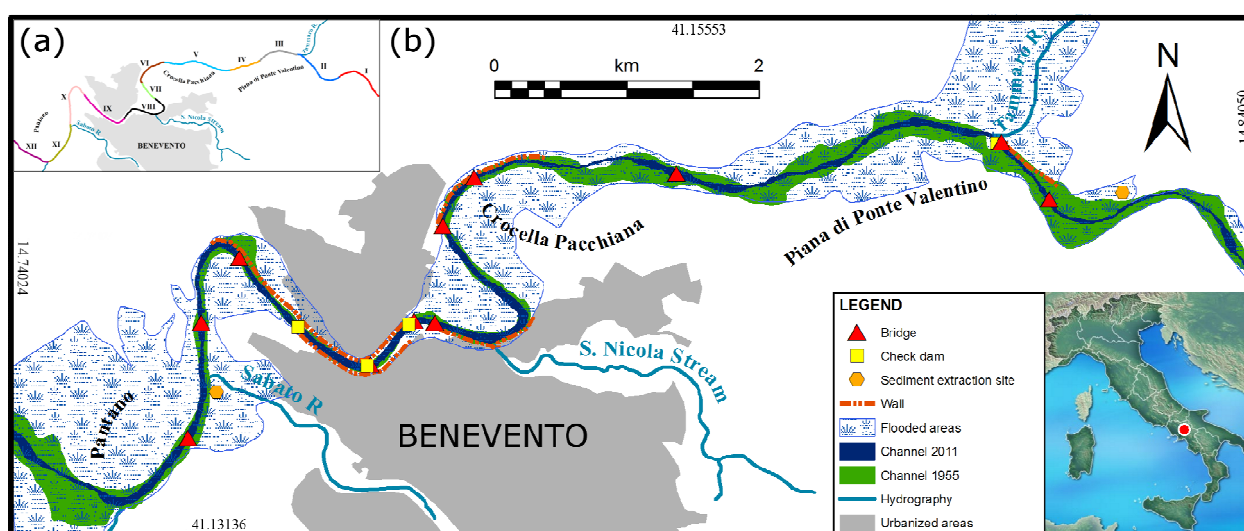


Figure 1. Location (lower right angle) and segmentation of the studied reach of the Calore River (a). In (b), the spatial distribution of the areas inundated during the flood of 15th October 2015, the active channels from 1955 and 2011 and the main elements of artificiality are also reported.

All the channel dynamics hazards, including floods, are correlated with river morphological conditions, whose assessment is therefore of paramount importance. To this aim, a methodological framework named IDRAIM has been recently developed (Rinaldi *et al.*, 2012). In particular, the Morphological Quality Index (MQI) allows quantifying and evaluating the morphological state of a river. More recently (Rinaldi *et al.*, 2015), the methodology was further improved by adding the Morphological Dynamics Index (MDI) and the Event Dynamics Classification (EDC) as specific tools for the assessment of river conditions, in terms of channel dynamics.

About three years before the 15th October 2015 flood occurred, i.e. in 2012, a detailed assessment of the MQI of the Calore R. segment that crosses the town of Benevento was carried out by the authors of this note. The results, checked at the beginning of 2015, are published here for the first time and compared with the spatial distribution of the flooded areas, with the aim to investigate the relationships between the river morphological conditions and the flood event.

2 STUDY AREA

The Calore R. (southern Italy) is about 110 km long and is the main left tributary of the Volturno R. The basin is approximately 3,050 km²-wide. Rainfall exceeds 1,100 mm per year. The studied segment of the Calore R. (Figure 1) is included within the “Intermontane Apenninic plains” main physiographic unit (according to *Rinaldi et al.*, 2012), is 14.7 km long and is unconfined. Similarly to many Italian rivers (e.g. *Surian & Rinaldi*, 2003), since 50's the river underwent severe channel adjustments, consisting in a decrease of the mean width of ~66% with peaks of 86%, a slight lengthening and increase in sinuosity, and, finally, a change in channel morphology from transitional to single-thread, explainable with sediment extraction from the riverbed, channelization and water withdrawals (*Magliulo et al.*, 2013). Nowadays, the mean annual flow discharge at the confluence into the Volturno R. is ~30 m³/s.

3 MATERIALS AND METHODS

The Morphological Quality Index (MQI) of the studied segment of the Calore R. (Figure 2) was assessed according to the method proposed by *Rinaldi et al.* (2012). Data about geomorphological functionality, artificiality and channel adjustments were collected in the field and integrated with those produced by means of GIS analysis. In particular, the indicators of channel adjustments (i.e. adjustments in channel pattern and channel width) were assessed by digitizing the active channel on 1:25,000-scale topographic maps from 1955, produced by Italian Geographic Military Institute, and on color orthophotos from 2011, provided by Regione Campania authority, georeferenced in the UTM33 WGS84 coordinate system, with an error of less than 20 m for the topographic maps and less than 5 m for the orthophotos. All the other indicators were assessed by integrating aerial photo analysis and field reconnaissance and investigated by using the evaluation form by *Rinaldi et al.* (2012). The segmentation of the studied portion of the river (Figure 1a) was carried out depending on (in hierarchical order): 1) urbanization of the floodplain and artificiality of the channel; 2) occurrence of confluences with tributaries; 3) channel morphology; 4) use of the floodplain for agricultural purposes. Finally, the areas overflowed during the event of the 15th October 2015 were mapped directly in the field by using a global positioning system receiver (Figure 1b).

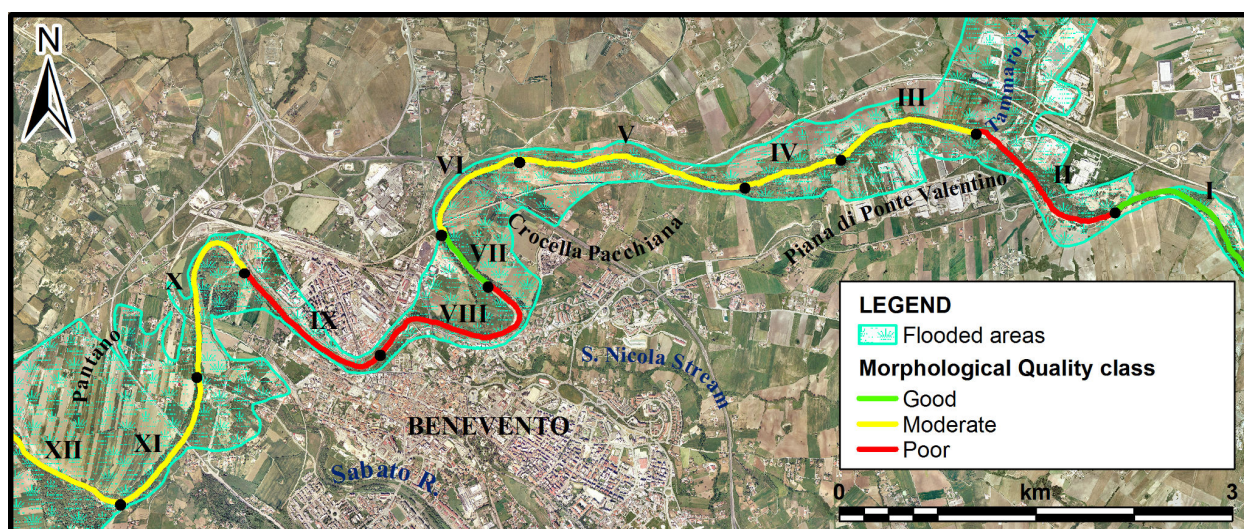


Figure 2. Distribution of the Morphological Quality class of the investigated segment of Calore R. in the framework of the areas which were flooded during the event of 15th October 2015.

4 RESULTS AND DISCUSSION

4.1 Morphological Quality (MQ) assessment

The spatial distribution of MQ classes of the investigated reaches of the Calore R. is graphically represented in Figure 2.

The study showed that 57% of the investigated segment of the Calore R. displayed a “Moderate” morphological quality (reaches III to VI and X to XII; Figure 2), 30% fell into the “Poor” morphological class (reaches II, VIII and IX; Figure 3) and only 13% of the investigated segment was characterized by a “Good” morphological state (reaches I and VII). No reach fell into the “very poor or bad” or “very good or high” morphological classes (Table 1).

Indicators Reaches	Geomorphic Functionality			Artificiality					Channel Adjustments	Sum	MQI	MQI Class
	A	B	C	D	E	F	G	H	J			
I	3	8	0	0	0	0	0	10	20	41	0,71	Good
II	10	16	5	3	7	9	2	13	17	82	0,41	Poor
III	10	8	2	6	6	9	0	7	20	68	0,51	Moderate
IV	5	12	0	0	0	0	0	7	20	44	0,68	Moderate
V	12	13	0	6	8	6	0	7	17	69	0,50	Moderate
VI	7	13	2	0	3	6	0	7	14	52	0,63	Moderate
VII	8	6	0	0	0	0	0	10	17	41	0,71	Good
VIII	16	10	6	5	10	18	0	4	11	80	0,42	Poor
IX	16	5	6	3	2	18	0	10	14	74	0,47	Poor
X	7	13	2	0	3	6	0	16	17	64	0,54	Moderate
XI	5	13	0	6	8	0	0	10	17	59	0,58	Moderate
XII	3	6	0	3	3	0	0	10	20	45	0,68	Moderate

Table 1. Scores of the morphological state indicators for the studied reach of the Calore R. A: continuity; B: morphology; C: vegetation in the fluvial corridor; D: upstream alteration of longitudinal continuity; E: alteration of the longitudinal continuity in the reach; F: alteration of lateral continuity; G: alteration of channel morphology and/or substrate; H: intervention of maintenance and removal; J: sum of the scores of the “Adjustments in channel pattern”, “Adjustments in channel width” and “Bed-level adjustments” indicators; MQI: Morphological Quality Index.

The final MQ class was mainly affected by the “Geomorphic functionality” and “Artificiality” indicators scores, as highlighted by the fact that the reaches displaying a “Poor” morphological quality are those with the highest scores of these indicators (Table 1). Sediment removal from the riverbed and occurrence of check-dams, bridges and, above all, walls, in places more than 10 meters high and 1.7 km long, are the main elements of artificiality (Figure 3).

On the contrary, MQ seemed less correlated with the channel adjustments occurred between 1955 and 2011. These latter consisted of: (i) changing in the river channel morphology from wandering or, locally, sinuous with alternated bars to sinuous, in places with alternated bars; (ii) decrease of the mean width from 125 m to 34 m, i.e. by 73.1%, with a peak of 89.8% in reach II; and (iii) of an incision constantly in the order of 3-4 meters.

4.2 The flood of the 15th October 2015

The 15th October 2015 flood was induced by a very intense rainfall. More than 140 mm of rain fell in less than five hours on a relatively small area surrounding the town of Benevento and led to an increase of the Calore R. water level up to 10 m (Valente *et al.*, 2016) (Figures 3b, c). During the event, ~7 km² of alluvial plain, i.e. more than 65% of the total alluvial plain area in the investigated sector, were inundated. Three areas were most severely hit: the Piana di Ponte Valentino area (hereinafter, PPV), the Crocella Pacchiana area (CPA) and the Pantano area (PAN) (Figures 1 and 2). In the PPV area, the water level reached ~8 meters above the ground, while CPA and PAN areas were submerged by less than 5 meters of water. The event was here emphasized by the greater extension of the alluvial plain in these three areas.



Figure 3. a) Reach IX (see Figure 2 for location). Note the poor morphological quality, mainly due to the presence of elements of artificiality such as walls (up to 10 meters high) and check-dams. b) The Vanvitelli Bridge during the flood of 15th October 2015. c) The Vanvitelli Bridge after the flood. The trace of the water level can be seen at the far left side of the bridge and also reconstructed by comparing Figures 3b and 3c. Note also the check-dam at the base of the bridge.

4.3 Relationships between morphological quality and the 15th October flood

Figure 2 clearly shows that two of the three areas more severely hit by the 15th October 2015 flood, i.e. PPV and PAN areas, were located just downstream from reaches with a poor morphological quality (II and VIII-IX, respectively) (Figure 2).

In the PPV area, the poor morphological quality of the upstream reaches was mainly due to the simultaneous presence of sediment extraction sites, bridges, walls and check-dams (Figure 1b), while in the case of PAN area, it was due to a high frequency of check-dams, bridges and walls. In particular, the walls are more than 10 m high and strongly reduce the channel section (Figure 3a). On the left bank, the upstream edge of the inundated portion of the alluvial plain coincides with the end of the wall located on this bank (Figure 1b). Furthermore, in both cases, a confluence with an important tributary was present, i.e. the Tammaro R. in the case of PPV and the Sabato R. in the case of PAN. Both these rivers contributed to increase the flood wave.

Differently from PPA and PAN, CPA area is mainly located upstream from reaches with poor morphological quality (i.e. VIII and IX) (Figure 2). Also in this case, however, artificiality elements played an important role. In particular, the wall located on the right bank contributed to divert the flood wave southward, while the one located along the left bank few kilometers downstream acted somehow like a dam, causing the overflowing of the upstream portions of the alluvial plain. Finally, also in this case, a confluence with a tributary (i.e., the S. Nicola stream) was present.

5 CONCLUDING REMARKS

The study confirmed the relationships between the flood events dynamics and the morphological quality of a given river. Similar studies, aimed at further refinements of the understanding of these relationships are desirable. They could greatly contribute preventing the destructive effects of floods by better defining the most hazardous areas and allowing an effective land planning and management.

REFERENCES

- CNR-GNDICI (Consiglio Nazionale delle Ricerche - Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche). Valutazione delle piene in Campania. Grafica Metelliana & Co., Cava de' Tirreni (SA), 1994.
- Magliulo, P., Valente, A. & Cartojan E. Recent geomorphological changes of the middle and lower Calore River (Campania, Southern Italy). *Environmental Earth Sciences*, 2013, 70(6):2785-2805.
- Rinaldi M., Surian N., Comiti F., Bussetini M. Guidebook for the evaluation of stream morphological conditions by the Morphological Quality Index (MQI), Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, Roma, 2012.
- Rinaldi M., Surian N., Comiti F., Bussetini M. A methodological framework for hydromorphological assessment, analysis and monitoring (IDRAIM) aimed at promoting integrated river management. *Geomorphology*, 2015, 251:122-136.
- Surian, N., & Rinaldi, M. Morphological response to river engineering and management in alluvial channels in Italy. *Geomorphology*, 2003, 50:307-326.
- Valente, A., Iscaro, C., Magliulo, P., & Russo, F. The 14-15 October 2015 flooding in Benevento: a short report. *Rendiconti Online della Società Geologica Italiana*, 2016, 38: 105-108.

NUMERICAL SIMULATIONS OF FLOW FIELD IN VERTICAL SLOT FISHWAYS

Emanuele Quaranta¹, Claudio Comoglio¹, Christos Katopodis² & Roberto Revelli¹

(1) Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture, Politecnico di Torino, Turin, Italy; (2) Katopodis Ecohydraulics Ltd., Winnipeg, MB, Canada

emanuele.quaranta@polito.it, claudio.comoglio@polito.it, KatopodisEcohydraulics@live.ca, roberto.revelli@polito.it

KEY POINTS

- *Vertical slot fishways are hydraulic structures that allow fish to pass over an obstacle. Several experimental tests have been performed, but fewer numerical simulations have been explored.*
- *The standard design of a vertical slot fishway and a modified version were investigated using CFD simulations, in order to simulate the turbulent flow field.*
- *In the standard design, the velocity and turbulent kinetic energy are higher than in the modified one; the jet is more direct between the slots, affecting the geometry of eddies formed in the pools.*

1 INTRODUCTION

A fishway is a waterway designed to allow the passage of fish through a particular obstruction, such as a dam or a weir. Vertical slot fishways -VSF- (Rajaratnam *et al.* 1992) are considered the most efficient and less selective type of technical fish pass solutions, especially due to their ability to handle large variations in water levels (Katopodis 1992). VSF basically consist of a sloping rectangular channel, which is divided into a number of pools by vertical baffles. Water flows through the vertical slot between the baffles, from one pool to the downstream one. The water flow generates a jet as it goes through the slot and its energy is dissipated in the next pool. The water level difference Δh between two adjacent pools depends on the slope of the fishway. The fishway is designed based on the biological characteristics of the fish species that are expected to migrate upstream of the considered obstacle (dam, weir, etc.), with particular regards to their dimensions and swimming ability.

Fish movement can be divided into three categories, based on speed and muscle use: sustained, prolonged and burst speed. A fish swimming at sustained speed uses the red muscles (aerobic) exclusively, thus it can travel at low speed over extended periods. Prolonged speed involves the use of red and white (anaerobic) muscle tissues, and allows the fish to reach quicker speeds for minutes. Burst speed allows the fish to reach the top speed for a few seconds, by the exclusive utilization of white muscles, requiring a significant rest period afterwards. Since the burst speed is used for passing through the slots, the fish need to rest inside the pools at specific time intervals. Therefore, the flow field inside the pools has to ensure adequate zones with low turbulence. At the same time, the discharge must be high enough in order to provide fish-acceptable depths, since fish require a minimum water depth for reaching their swimming potential (Puertas *et al.*, 2012). Hence the flow field inside the pools has to be suitable to guarantee to fish both an adequate environment for their rest and a flow velocity which matches their swimming capabilities.

Conventionally, analysis of fishways hydrodynamics and their design have been performed using physical models (Rajaratnam *et al.*, 1992; Wu *et al.*, 1999; Kim, 2001; Puertas *et al.*, 2004), whereas field experiments have been conducted for evaluating fish passage efficiencies (Laine *et al.*, 1998; Bunt *et al.*, 1999; Stuart & Berghuis, 2002). The experimental studies show that the velocity field in the pools is relatively insensitive to variations on the discharge and that the water depth is proportional to the discharge with an almost linear relation. Moreover, the mean velocity field in the pools is practically two-dimensional in the horizontal plane, that is the vertical velocities are much lower than the horizontal ones. At the same time, the turbulence kinetic energy in the pools is high, and it affects the flow field. High turbulence intensity and turbulent kinetic energy will confuse the fish in finding the right way along the pools, increasing the fish fatigue. For these motivations, turbulence is an important indicator for evaluating the biological efficiency of a fishway (Silva *et al.*, 2012) and, as a consequence, there is the need of accurately determine the velocity and the turbulence fields inside a VSF.

In light of this, with the improvement in computer technology and numerical algorithms, computational fluid dynamic (CFD) models are increasingly being used for the analysis of flow field in hydraulic structures, included fishways. Reviews of recent 3D CFD models without free surface for VSF can be found in *Lai et al.* (2003). In the cited works, the interface between air and water, representing the free surface, was not considered, thus a single phase model (only with the water phase) was developed. Instead, in *Khan* (2006) and *Marriner et al.* (2014), 3D CFD simulations of VSF with the free surface have been performed.

In the seminal work of *Rajaratnam et al.* (1992) eighteen different designs of VSF were tested using physical models; in the present paper we will refer specifically to the so called *Design 1* and *Design 16*. *Design 1* is the most common design (the standard design), while *Design 16* is a simplified version of the standard one (*Rajaratnam et al.*, 1992) which represents a low cost option for the construction of a VSF. *Design 1* and *Design 16* are depicted in Fig.1. The investigation and comparison of the hydraulic characteristics of the two designs will be the aim of the present paper, using CFD tools.

In the next sections, the numerical method will be presented, focusing especially on the numerical set up (interpolation schemes, turbulence models, etc.) and the numerical results on the flow field of *Design 1* and *Design 16* will be described and compared.

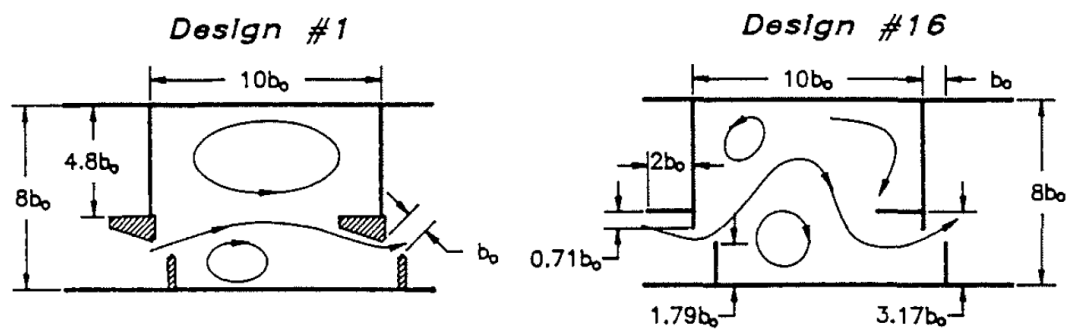


Figure 1. Geometric features of *Design 1* and *Design 16* of VSF (*Rajaratnam et al.*, 1992). *Design 16* differs from *Design 1* in the geometry of the baffles, whereas for both designs the pools dimensions are the same. In the CFD model the reference value $b_0 = 0.305$ m was used.

2 METHOD

Fluid dynamic simulations of two VSF are here performed (*Design 1* and *Design 16*), involving the free surface. The domains are constituted of five pools (pool 1 to 5) dimensioned using the reference geometric features represented in Fig.1, with a slot width $b_0 = 0.305$ m. The fishways slope is 10%, to which theoretically corresponds $\Delta h = 0.305$ m between a pool and the next one. An headrace with length 12 m was designed upstream of the first pool, imposing the inlet boundary conditions on its upstream surface. The tailrace, downstream of the last pool was designed for imposing the boundary condition at the outlet, constituted of a fixed water surface. The hydraulic conditions simulated were chosen in order to allow the comparison of the results with the experimental ones in *Rajaratnam et al.* (1992). Therefore, flow rates of 1200 l/s and 1206 l/s were imposed for *Design 1* and *Design 16*, respectively, as in the experimental tests. The flow rates were chosen very close together in order to allow a direct comparison of the numerical flow field in the two different designs.

A tetrahedral mesh was generated, whose cells dimensions ranged between 0.025 m at the walls to 0.07 m in the pools. The mesh dimensions are comparable with those adopted in *Khan* (2006) of 0.025-0.100 m, and in *Marriner et al.* (2004) of 0.11 m. These are considered the optimal dimensions for simulating the flow field affecting the fish behavior. The turbulence was solved by the steady state RANS formulation, with the Standard $k-\varepsilon$ closure model. The VOF formulation was used to deal with the free surface. The pressure-velocity coupling was solved with the PISO scheme, while the QUICK scheme was used for the spatial interpolations, as successfully done in the previous literature. The roughness of the solid surfaces, where the no-slip condition is imposed, was fixed at 0.5 mm, a typical roughness of smooth concrete, and the standard wall function was used.

3 RESULTS

In this section the numerical results are discussed. First of all, it is essential to determine qualitatively the accuracy of the numerical models. Since in this work the simulated flow rates are the same as those used in *Rajaratnam et al. (1992)*, it is possible to qualitatively compare the flow fields generated by the numerical model with the experimental flow fields. The numerical flow fields are in agreement with the experimental flow fields (Fig.1), in both designs.

The flow field is constituted by a mean jet which flows from one slot to the next, and faster than the flow around it (Fig.2). Two large eddies form at the sides of the jet. In *Design 1* the eddy on the left is translated downstream with respect to the left eddy of *Design 16*, as confirmed in *Rajaratnam et al. (1992)*. In *Design 16* the mean jet is hence more curved toward the left side of the pool, generating a bigger eddy on the right side. This is mainly due to the different exit angle of the jet from the slot (45° vs 56°) and to the different length of the upstream pointed baffle, causing a more significant jet deviation in *Design 16*. It is also possible to observe that in *Design 16* a very small eddy is generated just upstream of the slot, close to the horizontal upstream pointed baffle. From this point of view, *Design 1* should be preferred over the *Design 16*, since the absence of this small eddy and the more straight jet between the slots would more likely allow fish to find an easier path to swim from one pool to the next upstream one. Flow patterns that don't hit the side wall of the lower pool, but maintain a constant migration corridor (i.e. low turbulence & eddies) and prevent short-circuiting of flow should be preferred.

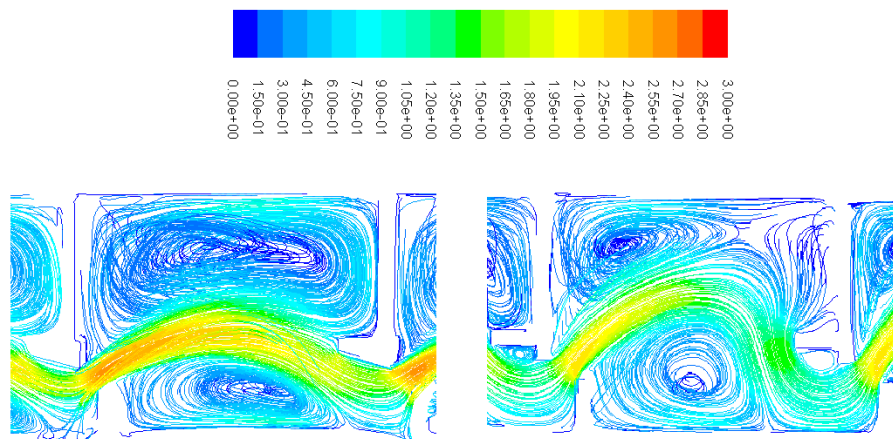


Figure 2. Velocity pathlines (ms^{-1}) of the *Design 1* (left) and *Design 16* (right) in pool 3. The plotted plane is parallel to the bed, at a height of $0.6y_0$, where y_0 is the average depth in the pools.

Instead, considering the turbulent kinetic energy (Fig.3), in *Design 1* the values are higher. This is probably due to the higher jet velocity (the width of the slot is smaller in *Design 1*) and to the better distribution of the flow in the pool for *Design 16*, which passes through the slot in a more gentle way. The jet acceleration in *Design 1* is hence more significant and, as a consequence, the turbulent kinetic energy increases.

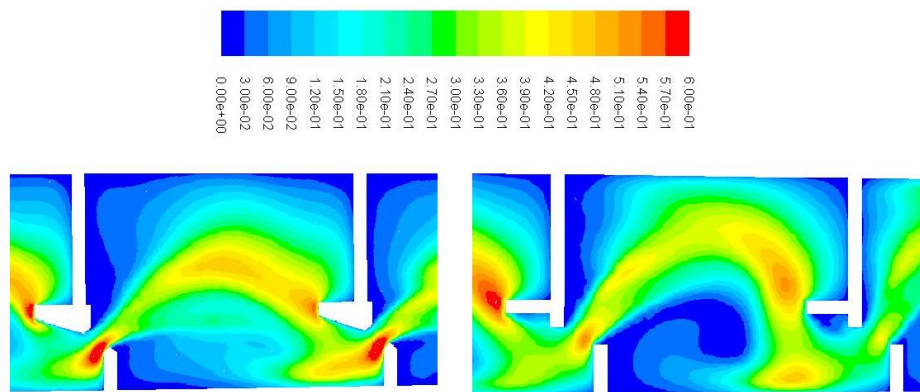


Figure 3. Turbulent kinetic energy (m^2s^{-2}) of the *Design 1* (left) and *Design 16* (right) in pool 3. The plotted plane is parallel to the bed, at a height of $0.6y_0$, where y_0 is the average depth in the pools.

4 CONCLUSIONS

Two typical designs of vertical slot fishways were investigated using CFD tools. The results are in agreement with similar studies (*Rajaratnam et al.*, 1992). The numerical results show that the flow field inside the pools is different in the two designs. In particular, the standard *Design 1* generates a more direct jet between the slots, thus the eddy on the right side with respect to the jet is smaller. This is mainly due to the different exit angle of the jet from the slot (45° vs 56°) and to the longer length of the upstream pointed baffle in *Design 16*. Instead, considering the turbulent kinetic energy, in *Design 1* the values are higher due to the higher flow velocities.

In the future, different designs will be investigated, in order to improve the knowledge of the hydrodynamic features of the current design of VSF, with the aim of increasing their efficiency for upstream fish migration.

5 REFERENCES

- Bunt, C. M., Katopodis, C. & McKinley, R.S. Attraction and Passage Efficiency of White Suckers and Smallmouth Bass by Two Denil Fishways, *Fisheries Management and Ecology*, 1999, 19, 793-803.
- Katopodis, C. Introduction to fishway design, *Freshwater Institute*, 1992.
- Khan, L. A Three-Dimensional Computational Fluid Dynamics (CFD) Model Analysis of Free Surface Hydrodynamics and Fish Passage Energetics in a Vertical-Slot Fishway, *North American Journal of Fisheries Management*, 2006, 26, 255-267.
- Kim, J. H. Hydraulic characteristics by weir type in a pool-weir fishway, *Ecological Engineering*, 2002, 16, 425-433.
- Lai, Y. G., Weber, L. J. & Patel, V. C. Non hydrostatic three-dimensional model for hydraulic flow simulation, I. formulation and verification, *Journal of Hydraulic Engineering*, 2003, 129, 196-205.
- Laine, A., Kamula, R. & Hooli, J. Fish and lamprey passage in a combined Denil and vertical-slot fishway, *Fisheries Management and Ecology*, 1998, 5, 31-44.
- Marriner, B.A., Baki, A.B.M., Zhu, D.Z., Thiem, J.D., Cooke, S.J. & Katopodis, C. Field and numerical assessment of turning pool hydraulics in a vertical slot fishway, *Ecological Engineering*, 2014, 63, 88-101.
- Puertas, J., Cea, L., Bermúdez, M., Pena, L., Rodríguez, A., Rabunal, J.R., Balairón, L., Lara, Á. & Aramburu, E. Computer application for the analysis and design of vertical slot fishways in accordance with the requirements of the target species, *Ecological Engineering*, 2012, 48, 51-60.
- Puertas, J., Pena, L. & Teijeiro, T. Experimental approach to the hydraulics of vertical-slot fishways, *Journal of Hydraulic Engineering*, 2004, 130, 10-23.
- Rajaratnam, N., Katopodis, C. & Solanki, S. New designs for vertical-slot fishways, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1992, 19, 402-414.
- Silva, A.T., Katopodis, C., Santos, J.M., Ferreira, M.T. & Pinheiro, A.N. Cyprinid swimming behaviour in response to turbulent flow, *Ecological Engineering*, 2012, 44, 314-328.
- Stuart, I. G. & Berghuis A. P. Upstream passage of fish through a vertical-slot fishway in an Australian subtropical river, *Fisheries Management and Ecology*, 2002, 9, 111-122.
- Wu, S., Rajaratnam, N. & Katopodis, C. Structure of flow in vertical-slot fishway, *Journal of Hydraulic Engineering*, 1999, 125, 352-360.

IL RILEVAMENTO E L'ANALISI DELLE UNITÀ MORFOLOGICHE E DEGLI HABITAT FLUVIALI

Barbara Belletti¹, Martina Bussetini², Francesco Comiti³, Luca Mao⁴, Laura Nardi¹, Massimo Rinaldi¹ & Paolo Vezza⁵

(1) Dipartimento di Scienze della Terra, Università di Firenze; (2) Dipartimento Tutela delle Acque Interne e Marine, ISPRA; (3) Facoltà di Scienze e Tecnologie, Libera Università di Bolzano; (4) Departamento de Ecosistemas y Medio Ambiente, Pontificia Universidad Católica de Chile; (5) International Centre for Ecohydraulics Research, University of Southampton, UK

ASPETTI CHIAVE

- Gli habitat fluviali in geomorfologia corrispondono alla scala delle unità morfologiche e sono direttamente influenzati dalle condizioni fisiche alle scale superiori, dal tratto fino al bacino idrografico
- Il rilevamento delle unità morfologiche permette il collegamento tra le condizioni morfologiche di un tratto fluviale e la componente biologica che ne popola gli habitat
- L'analisi delle unità morfologiche nel tempo permette il confronto dell'evoluzione delle condizioni degli habitat fluviali e supporta l'analisi dello stato idromorfologico alla scala di tratto

1 PREMESSA

La valutazione delle condizioni idromorfologiche di un corso d'acqua è richiesta dalla Direttiva Quadro sulle Acque (2000/60/CE) per la classificazione e il monitoraggio dei corpi idrici. Seppure la scala di tratto rimanga quella più appropriata per la valutazione delle caratteristiche morfologiche e delle condizioni del corso d'acqua, la scala delle unità morfologiche e quelle gerarchicamente inferiori (unità idrauliche e sedimentarie) sono quelle che determinano la presenza e diversità degli habitat fisici. Pertanto questa scala è utile per stabilire relazioni tra elementi fisici e biologici. Di seguito viene descritta sinteticamente la procedura di rilevamento e classificazione delle unità morfologiche di recente sviluppo denominata SUM (Sistema di rilevamento e classificazione delle Unità Morfologiche) nel contesto del rilevamento degli habitat fluviali. Inoltre vengono discussi due principali campi di applicazione nell'ambito dello studio e della valutazione delle condizioni idromorfologiche dei corsi d'acqua e a supporto dello studio delle variazioni degli habitat nel tempo.

2 IL RILEVAMENTO DELLE UNITÀ MORFOLOGICHE E GLI HABITAT FLUVIALI

Si definisce unità morfologica una superficie sommersa o emersa (ad es., barre, *riffle*, piana inondabile) creata da processi di deposizione e/o erosione, talvolta associata alla presenza di vegetazione (ad es., isole) e situata all'interno dell'alveo o nella pianura alluvionale. All'interno di un sistema fluviale gerarchico (si vedano ad es.: Rinaldi *et al.*, 2013; Gurnell *et al.*, 2016) le unità morfologiche rappresentano i tasselli del mosaico, in termini di morfologia, osservabile alla scala di tratto, come risultato dei processi che intervengono alle scale superiori (dal tratto al bacino e ecoregione). Da un punto di vista ecosistemico le unità morfologiche e le unità a scale inferiori (unità idrauliche ed elementi fluviali) costituiscono degli habitat distinti per la flora e la fauna fluviale acquatica e terrestre, provvedendo alle diverse fasi del ciclo vitale dei diversi organismi fluviali (ad es., rifugi in condizioni di disturbo, zone di deposizione per i pesci, ecc.) (Figura 1). Pertanto la scala spaziale delle unità morfologiche e delle unità a scale inferiori sono le più appropriate ai fini della valutazione degli habitat fisici (Hall *et al.*, 1997).

Esistono numerosi metodi che rientrano nella categoria del cosiddetto rilevamento o valutazione degli habitat fisici (*physical habitat survey* o *assessment*). In Europa, tali metodi fanno capo al River Habitat Survey (RHS – Raven *et al.*, 1997), spesso utilizzato ai fini della Direttiva Quadro Acque. È stato recentemente messo in evidenza (Belletti *et al.*, 2015) come tale categoria di metodi sia affetta da una serie di importanti limitazioni, tra cui l'uso di una terminologia limitata e spesso inadeguata rispetto a quella correntemente in uso per descrivere le unità morfologiche nel campo della geomorfologia fluviale. Tali metodi tendono perciò a trascurare la molteplicità e diversificazione di unità, quindi di habitat fisici, che esistono in natura, anche in rapporto alle diverse condizioni che caratterizzano la morfologia a scala di tratto

(ad es., confinamento, pendenza, tessitura dei sedimenti, ecc.). Allo stesso tempo, essi tendono a definire condizioni di qualità elevata (e/o di riferimento) sulla base della semplice presenza e abbondanza di habitat, non contestualizzandola rispetto alla tipologia fluviale e quindi ai processi che portano alla formazione di tali habitat, non riconoscendo che esistono tipologie di corsi d'acqua la cui variabilità morfologica è per sua natura bassa (Fryirs, 2003). In sintesi, i metodi esistenti non sono opportunamente integrati all'interno di un quadro metodologico che tenga conto degli avanzamenti della ricerca nel campo della geomorfologia fluviale.

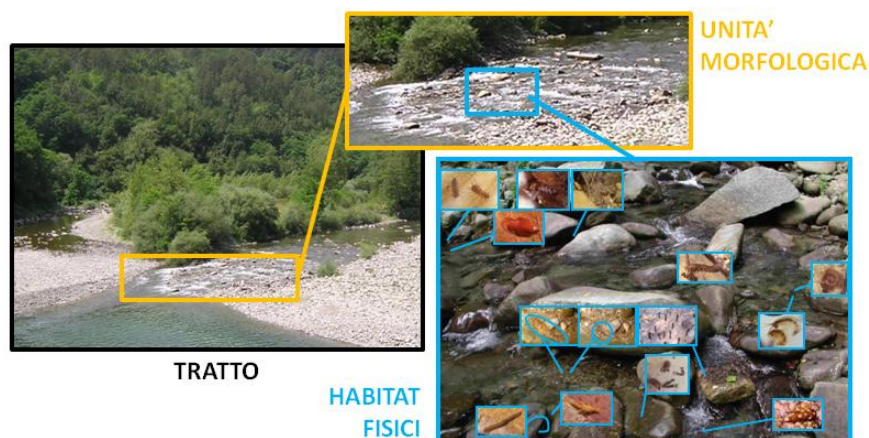


Figura 1. Esempio di relazione spaziale tra la scala di tratto, le unità morfologiche e gli habitat fisici per gli organismi acquatici.

2.1 Il Sistema di rilevamento e classificazione delle Unità Morfologiche (SUM)

Il SUM è stato sviluppato al fine di stabilire una procedura generale e standardizzata per il rilevamento e la classificazione delle unità morfologiche, senza avere lo scopo di fornire una valutazione quantitativa o qualitativa delle condizioni dello stato morfologico del tratto rispetto a una ipotetica condizione di riferimento. All'interno del SUM le unità morfologiche sono organizzate in diversi livelli, a loro volta inseriti all'interno di un quadro metodologico gerarchico multiscala. Tali livelli differiscono in termini di scala spaziale (dimensione) e di grado di dettaglio della caratterizzazione (Figura 2). Il sistema rappresenta uno strumento flessibile, nell'ambito del quale le informazioni e i dati raccolti possono venire impiegati per scopi diversi (si vedano i paragrafi 3 e 4), dove la scala spaziale di analisi e il relativo livello di caratterizzazione possono venire strutturati sulla base degli obiettivi di studio e in funzione delle risorse disponibili (Rinaldi *et al.*, 2015).

2.1.1 Scale spaziali e livelli di caratterizzazione

2.1.1.1 Livello Generale. Consiste nel rilevamento e caratterizzazione generale delle macro-unità da remoto (telerilevamento e analisi GIS), ovvero l'insieme di unità dello stesso tipo definite da caratteristiche tessiture comuni, le quali possono essere facilmente individuate da foto aerea (ad es., porzioni acquatiche, sedimenti, vegetazione, ecc.).

2.1.1.2 Livello Base. Consiste nella delineazione e una prima fase di caratterizzazione (principalmente sul terreno) delle unità morfologiche di alveo e di pianura alluvionale, ovvero degli elementi spaziali con caratteristiche morfologiche distinte e di dimensioni significative (ad es., *riffle*, barra, isola, ecc.), dove la dimensione è definita in funzione dell'ambito spaziale (alveo, pianura alluvionale) e del tipo di unità.

2.1.1.3 Livello Dettaglio. Consiste nella caratterizzazione di dettaglio delle unità morfologiche (processi formativi, caratteristiche morfologiche, di sedimento e vegetazione, condizioni idrauliche) e nella definizione e caratterizzazione delle sub-unità. Queste ultime corrispondono a porzioni di un'unità relativamente omogenee in termini di vegetazione, sedimento e/o condizioni idrauliche (ad es., depositi di legni di piccole dimensioni, grossi massi isolati, zone marginali con profondità ridotte, ecc.).

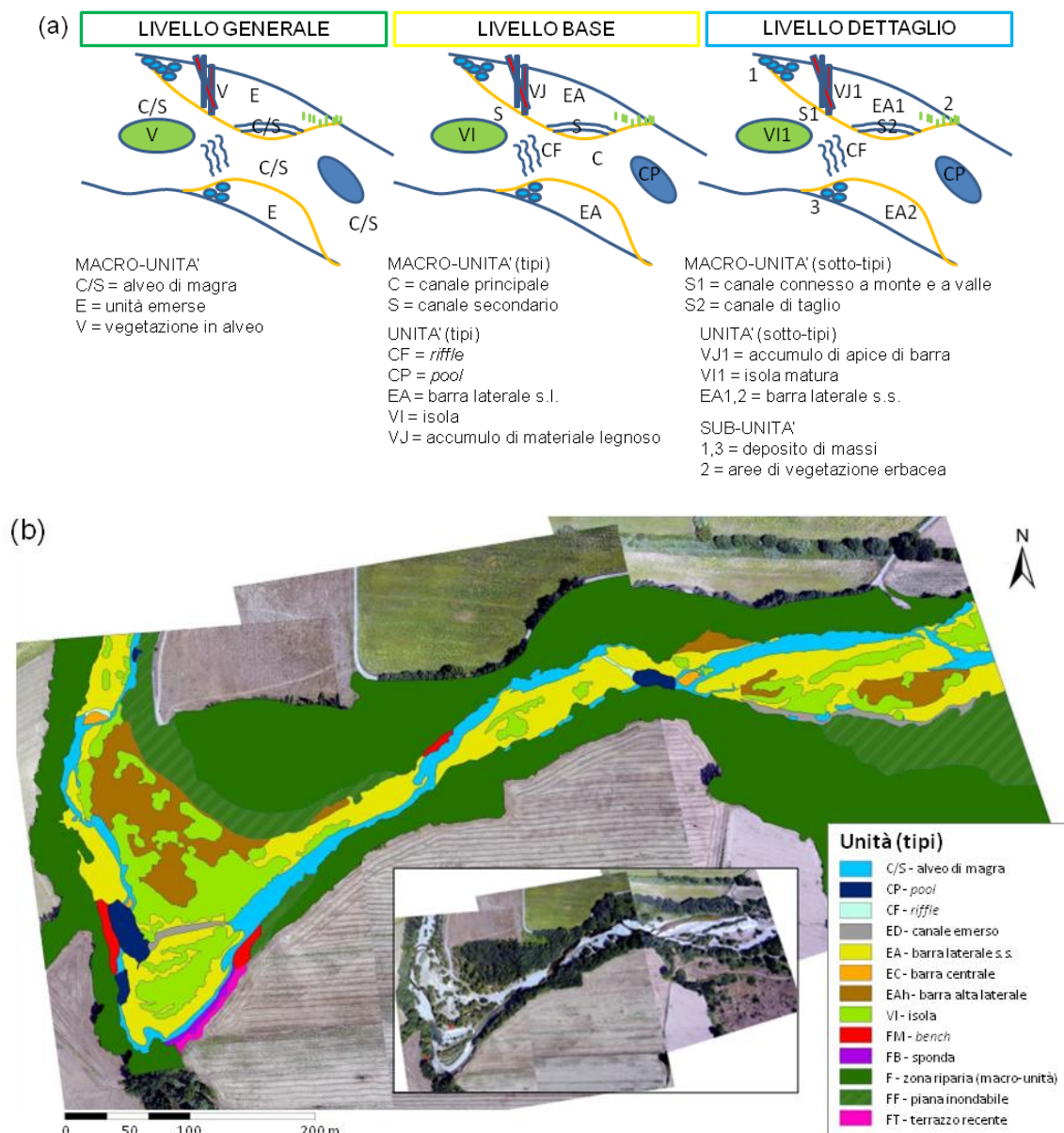


Figura 2. Esempio di mappatura delle unità morfologiche attraverso il SUM: nel pannello (a) sono riportati schematicamente esempi di unità spaziali di alveo per i tre livelli di caratterizzazione; il pannello (b) mostra un esempio di applicazione reale a livello Base per un tratto del Fiume Cecina.

3 ANALISI DELLE UNITÀ MORFOLOGICHE E VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI MORFOLOGICHE DEL CORSO D'ACQUA

Il rilevamento e la classificazione delle unità morfologiche, pur rappresentando un passaggio fondamentale per la caratterizzazione di un corso d'acqua, non esauriscono l'analisi geomorfologica dello stesso. Tale informazione va infatti inserita in un appropriato contesto spazio-temporale, integrando l'analisi delle unità morfologiche con la valutazione delle condizioni morfologiche complessive del corso d'acqua (Brierley *et al.*, 2013). Tra le varie applicazioni, le informazioni raccolte attraverso il SUM a livelli di dettaglio crescente possono fornire un supporto alla comprensione della composizione in unità morfologiche di un determinato tratto, nonché una base per l'analisi del comportamento e dell'evoluzione del tratto stesso. In particolare, a partire dalla mappatura delle unità morfologiche (livello Base), è possibile calcolare due indici sintetici (indici di ricchezza e di densità di unità; Rinaldi *et al.*, 2015) che possono affiancarsi alla caratterizzazione, valutazione della qualità idromorfologica e monitoraggio di un tratto fluviale condotta

attraverso il sistema IDRAIM (Rinaldi *et al.*, 2014), così come segue:

- (i) Caratterizzazione e classificazione delle unità morfologiche a supporto della classificazione del tratto in sotto-tipologie morfologiche (Fase 1 di caratterizzazione del sistema fluviale).
- (ii) Supporto alla valutazione e analisi della qualità morfologica integrando l'IQM, ed in particolare per una valutazione più di dettaglio degli indicatori di configurazione morfologica (Fase 2 di valutazione delle condizioni attuali).
- (iii) Strumento di monitoraggio della qualità morfologica anche ai fini della Direttiva Quadro Acque (monitoraggio operativo e investigativo) e nella valutazione di impatto di opere (Fase 3 riguardante le tendenze future).
- (iv) Supporto nella fase di screening per la definizione preliminare dei corsi d'acqua fortemente modificati (HMWB) (Fase 4 di gestione).

4 ANALISI DELLE UNITÀ MORFOLOGICHE E HABITAT FLUVIALI

Le unità morfologiche e le unità idrauliche in esse incluse, corrispondono generalmente per dimensioni ed estensione alla scala del mesohabitat (circa 10^{-1} - 10^3 m; ad es., Parasiewicz *et al.*, 2013). Le unità spaziali ancora più piccole (unità sedimentarie e/o vegetazionali), come per esempio delle piccole zone di sedimento fine in mezzo a clasti di grandi dimensioni, corrispondono invece alla scala del microhabitat (in media 10 cm). Le informazioni dettagliate raccolte attraverso il SUM alla scala dei meso e microhabitat permettono di stabilire un collegamento diretto con il biota e indirettamente di fornire un legame tra la componente morfologica alla scala di tratto e la componente biologica alle scale gerarchicamente inferiori. La conoscenza di tale legame risulta ulteriormente approfondita dalla quantificazione di parametri fisici come l'area bagnata, i tipi di substrato, la profondità e la velocità della corrente, necessari alla stima delle variazioni spazio-temporali della disponibilità di habitat. Tali informazioni fisiche possono essere quindi utilizzate come input per strumenti di modellazione (ad es., MesoHABSIM, Parasiewicz *et al.*, 2013) e per il calcolo di indici di habitat in relazione alle comunità acquatiche (si veda ad es., Vezza *et al.*, 2015).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Belletti, B., Rinaldi, M., Gurnell, A.M., Buijse, A.D., Mosselman, E. A review of assessment methods for river hydromorphological. *Environmental Earth Sciences*, 2015, 73, 2079-2100.
- Brierley, G.J., Fryirs, K., Cullum, C., Tadaki, M., Huang, H.Q., Blue, B. Reading the landscape: integrating the theory and practice of geomorphology to develop place-based understandings of river systems. *Progress in Physical Geography*, 2013, 37(5), 601-621.
- Fryirs, K.A. Guiding principles for assessing geomorphic river condition: application of a framework in the Bega catchment, South Coast, New South Wales, Australia. *Catena*, 2003, 53, 17-52.
- Gurnell, A.M., Rinaldi, M., Belletti, B., Bizzi, S., et al. A multi-scale hierarchical framework for developing understanding of river behaviour to support river management. *Aquatic Sciences*, 2016, 78(1), 1-16.
- Hall, L.S., Krausman, P.R., Morison, M.L. The habitat concept and a plea for standard terminology. *Wildlife Society Bulletin*, 1997, 25(1), 173-182.
- Parasiewicz, P., Rogers, J.N., Vezza, P., Gortazar, J., Seager, T., Pegg, M., Wiśniewolski, W., Comoglio, C. Applications of the MesoHABSIM Simulation Model, Ecohydraulics: an integrated approach, ed. H.A. Maddock, P. Kemp, P. Wood, John Wiley & Sons Ltd, 2013, pp. 109-124.
- Raven, P.J., Fox, P.J.A., Everard, M., Holmes, N.T.H., Dawson, F.H. River Habitat Survey: a new system for classifying rivers according to their habitat quality, *Freshwater Quality: Defining the indefinable?*, ed. P.J. Boon & D.L. Howell, The Stationery Office, Edinburgh, 1997, pp. 215-234.
- Rinaldi, M., Surian, N., Comiti, F., Bussetti, M. A method for the assessment and analysis of the hydromorphological condition of Italian streams: The Morphological Quality Index (MQI). *Geomorphology*, 2013, 180-181, 96-108.
- Rinaldi, M., Surian, N., Comiti, F., Bussetti, M. IDRAIM – Sistema di valutazione idromorfologica, analisi e monitoraggio dei corsi d'acqua. ISPRA, Manuali e Linee Guida 113/2014. Roma, giugno 2014.
- Rinaldi, M., Belletti, B., Comiti, F., Nardi, L., Mao, L., Bussetti, M. Sistema di rilevamento e classificazione delle Unità Morfologiche dei corsi d'acqua (SUM), ISPRA, Manuali e Linee Guida 122/2015, Roma, aprile 2015.
- Vezza, P., Goltara, A., Spairani, M., Zolezzi, G., Siviglia, A., Carolli, M., Bruno, M.C., Boz, B., Stellan, D., Comoglio, C., Parasiewicz, P. Habitat indices for rivers: quantifying the impact of hydro-morphological alterations on the fish community, *Engineering Geology for Society and Territory*, ed. G. Lollino et al., Springer International Publishing Switzerland, 2015, Volume 3.

CHUTE CUTOFFS INITIATION AND THE FLOW FIELD INSIDE THE MAIN CHANNEL BED

Sergio Lopez Dubon ¹, Daniele P. Viero ¹, & Stefano Lanzoni ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale; Università di Padova

KEY POINTS:

- Analysis of chute cutoff formation in meandering rivers, focusing in the hydraulic patterns inside the main channel for detection possible triggers.
- Use of a linear mathematical model for meandering rivers accounting for the effects of both curvature and width variation.
- Application to a chute cutoff occurred in the Chixoy River, Guatemala.

1 CHUTE CUTOFF

A meander consist of a series of turns with alternate curvatures connected at the points of inflection or by short straight crossings. Meandering rivers are the result of streambed instability, in particular when instability affects the river banks (Dey, 2014). Meandering rivers are dynamic systems that migrates and evolve along flood plains as a consequence of complex interactions involving the channel forms, flow and sediment transport (Seminara, 2006).

Cutoffs strongly affect the dynamic of the meandering rivers, since they produce dramatic changes in the river morphology and morphodynamics (Zinger *et al.*, 2011). Mainly, two different kind of cutoffs can be identified: neck cutoff, in which the migrating bend connects to the subsequent bend thus closing the loop and creating an oxbow lake (Camporeale *et al.*, 2008), and chute cutoff, in which the bend is bypassed because of a new straight channel that cuts the bend (see Figure 1).

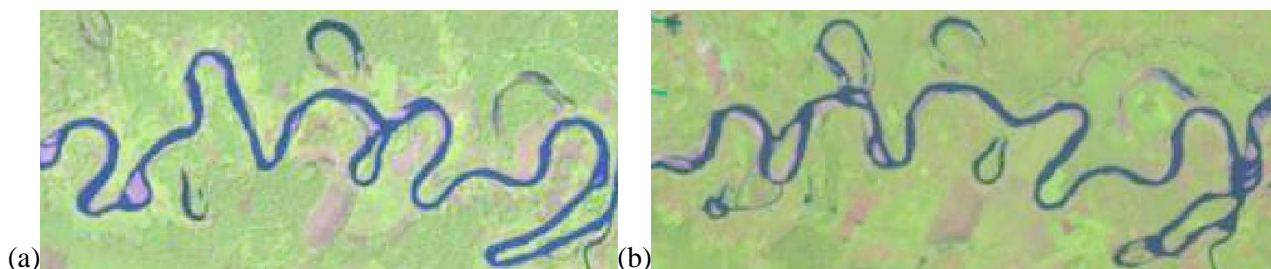


Figure 1. Examples of different cutoffs occurred in the Chixoy River, Guatemala: (a) neck cut off in 1988 (b) chute cutoff in 2011.

Chute cutoffs are one of the most fascinating and less predictable mechanisms that affect the dynamics of alluvial rivers. Different efforts have been made to understand the mechanisms leading to chute cutoffs. Grenfell *et al.* (2011) proposed a probabilistic approach. Analyzing chute cutoffs occurred along the Sacramento River, Constantine *et al.* (2010) proposed a physics-based model, while Micheli & Larsen (2011) identified significant ranges for different morphometric indicators related to chute formation. Van Dijk *et al.* (2011) carried out a stability analysis concerning the bifurcation process that leads to chutes, Harrison *et al.* (2015) analyzed hydraulic proprieties related to chute formation based on a case study.

At least three different mechanisms have been supposed to lead to chute cutoffs, all of them involving floods whereby the water flows from the riverbed through the floodplain. In large meandering rivers with uniform floodplain topography, chute cutoffs can occur by downstream extension of an embayment, located along the outer meander bank, which progressively elongates into a channel. These embayments are typically the result of localized bank erosion processes and, hence, the initiation of this type of chute cutoffs likely depends on the erosive power of the stream inside the main channel (Constantine *et al.*, 2010). Nerveless, the existence of particular conditions within the main riverbed that lead to chute cutoff initiation is still to be explored.

2 HYDRAULIC APPROACH

In this contribution, we focus on bankfull flow field inside the main channel to investigate the incipient formation of the class of chute cutoffs described above. The hydraulic behavior of a meandering river is a complex process that entails three-dimensional helicoidal flow structures. The problem is commonly analyzed with different approaches, from 1D and 2D simplified models to 3D models using computational fluid dynamics (Hooke, 2013).

Most of the simplified models used in the analysis of meandering rivers were derived through linearization and dimensional analysis. These models are used, mainly, to analyze the long-term meander evolution because of their low computational cost (Ikeda *et al.*, 1981). Here we use the mathematical model developed by Frascati & Lanzoni (2013), which accounts for both width and curvature variations along the river.

The width variations could be one of the mechanism to consider for the chute cutoff formation (Constantine *et al.*, 2010; Parker *et al.*, 2011). In addition, the formation of bars that regards to the width variation could be one of the process that affects the chute cutoff formation (Seminara, 2006; Camporeale *et al.*, 2008; Church, 2014; Dey, 2014).

The model considers four main equations: the momentum equation in x, y axes, the continuity equation, and the Exner equation (eq. 1-4, respectively):

$$Nu\mathcal{L}_b u + B^{-1}vu_{,n} + wu_{,z} + NvCuv = -N(\mathcal{L}_b h - \beta C_{fu}) + B_u\sqrt{C_{fu}}(v_T, u_{,z})_{,z} \quad (1)$$

$$Nu\mathcal{L}_b v + B^{-1}vv_{,n} + wv_{,z} + NvCu^2 = B^{-1}h_n + B_u\sqrt{C_{fu}}(v_T, v_{,z})_{,z} \quad (2)$$

$$N\mathcal{L}_b u + \left(NvC + B^{-1}\frac{\partial}{\partial n}\right)v + w_{,z} = 0 \quad (3)$$

$$N\mathcal{L}_b q_s + \left(NvC + B^{-1}\frac{\partial}{\partial n}\right)q_n = 0 \quad (4)$$

where B is the local half channel width, C is the curvature of the channel axis, C_{fu} is the uniform flow friction coefficient, h is the local water surface elevation with respect to the horizontal plane containing n , \mathcal{L}_b is a differential operator, N is vertical distribution of the eddy viscosity, (q_s, q_n) are the longitudinal and lateral components of the unit width sediment flux, (n, z) are the intrinsic lateral and vertical coordinates, (u, v, w) are the longitudinal, lateral and vertical local velocity, respectively, v is the curvature ratio, and v_T is the turbulent eddy viscosity. Those equations are solved in non-dimensional form by a perturbation method (for further details, we refer the reader to Frascati & Lanzoni, 2013).

This set of equations, which includes local width and curvature, describes both the laterally antisymmetric flow field due to the channel curvature and the laterally symmetrical pattern due to width variations.

3 APPLICATION

We applied the model to study a chute cutoff occurred in the Chixoy River (Guatemala) in 2011. We extracted model input data from available maps and remote sensing data, including Digital Elevation Maps (DEM) and NASA-USGS Landsat images in which the cloudiness was low enough to make the main channel clearly visible. Denoting by IAC the first image in which the chute cutoff is visible, and by IBC an image just before its occurrence, we digitized the rivers banks and the main channel from the IBC, and noted down the chute location from the IAC. We then analyzed the available discharge time series, in the period between images IAC and IBC were taken, to estimate the potential discharge that could lead to chute formation. The sediment size was assumed based on qualitative granulometric information.

The geometric input data is pre-processed and cast in dimensionless form to apply the mathematical model. Then, in a post-processing step, we recast the variables to their dimensional form and analyzed the modelled flow field close to the location where the chute was then formed.

Figure 2 clearly shows that local maxima of both flow shear stress (panel a) and velocity (panel b) are found close to the upstream section of the chute cutoff. The model results suggest that the flow field inside the main channel could play a key role in leading to the chute formation.

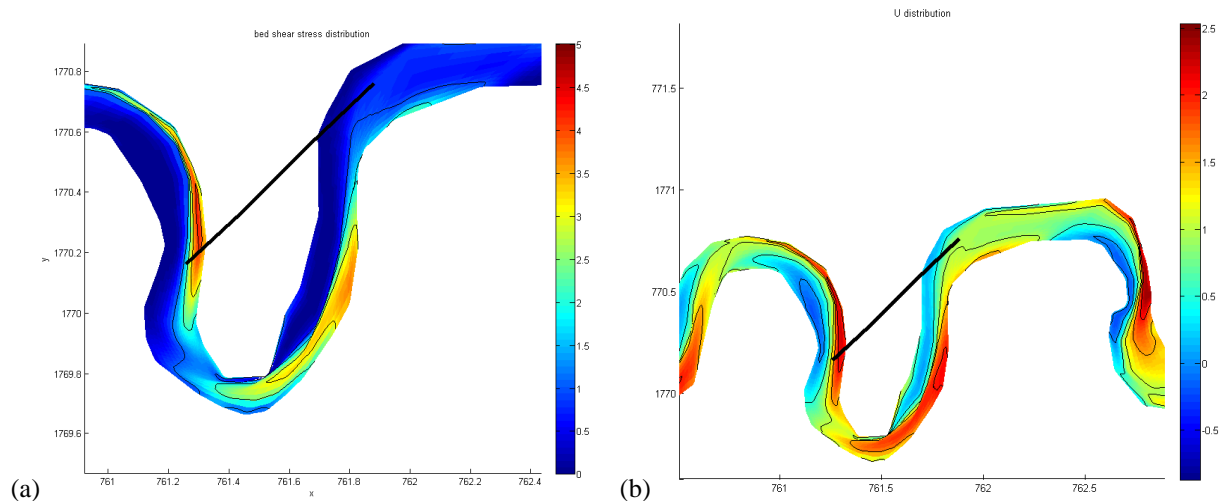


Figure 2. Model application to the Chixoy River in 2011: (a) shear stress distribution, and (b) velocity distribution. The black line denotes the chute cutoff channel.

Nevertheless, these preliminary results are obviously not sufficient to infer quantitative relations on chute cutoff formation. It is necessary to analyze more rivers in order to draw a significant relation between the hydraulic flow field within the main channel and the chute cutoff initiation.

REFERENCES

- Dey, Subhasish. *Fluvial Hydrodynamics*, Institute of Geophysics, Polish Academy of Sciences. Springer. Germany, Berlin, 2014, pp. 529-560.
- Camporeale, C., Perucca, E., & Ridolfi, E. Significance of cutoff in meandering river dynamics, *Journal Of Geophysical Research*, 2008, volume 113, F01001, pp. 1-11.
- Church, Michael. *Channel Stability: Morphodynamics and the Morphology of Rivers*. Rivers – Physical, Fluvial and Environmental Procees. Institute of Geophysics, Polish Academy of Sciences. Springer. Germany, Berlin, 2015, pp. 281-322.
- Costantini, Jose Antonio, McLean, Stephen R., & Dunne, Thomas. A mechanism of chute cutoff along large meandering rivers with uniform floodplain topography, *Geological Society of America Bulletin*, 2010, volume 122, pp 855-869.
- Frascati, Alessandro, & Lanzoni, Stefano. A mathematical model for meandering rivers with varying width, *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 2013, volume 118, pp. 1641-1657.
- Grenfell, Michael, Aalto, Rolf, & Nicholas, Andrew. Chute channel dynamics in large, sand-bed meandering rivers. *Earth Surface Processes and Landforms*, 2012, volume 37 pp. 315-331.
- Harrison, Lee R., Dunne, Thomas, & Fisher, G. Burch. Hydraulic and geomorphic processes in an overbank flood along a meandering, gravel-bed river: implications for chute formation, *Earth Surface Processes and Landforms*, 2015 volume 40, pp. 1239-1253.
- Hooke, J.M. *River Meandering, Treatise on Geomorphology*, San Diego, California, USA, 2013 volume 9, pp. 260-288.
- Ikeda, Syunsuke, Parker, Gary, & Sawai, Kenji. Bend theory of river meanders. Part 1. Linear development. *Journal of Fluid Mechanics*, Cambridge University Press, United Kingdom, 1981. volume 112, pp. 363-377.
- Micheli, E.R., & Larse, E.W., *River Channel cutoff dynamics*, Sacramento river, California, USA. *River Research and Applications*, 2011, pp. 328-344.
- Parker, G., Shimizu, Y., Wilkerson, G. V., Eke, E. C., Abad, J. D., Laure, J. W., Paola, C., Dietrich, W. E., & Voller, V. R. A new framework for modeling the migration of meandering rivers. *Earth Surface Processes and Landforms*, 2011, volume 36 pp. 70-86.
- Seminara, Giovanni, *Meanders*, *Journal of Fluid Mechanics*, Cambridge University Press, United Kingdom, 2006. volume 554, pp. 271-297.
- Van Dijk, Wout M., Shuurman, Filip, van de Lageweg, Wieste I., & Kleinhans, Maarten G. Bifurcation instability and chute cutoff development in meandering gravel-bed rivers, *Geomorphology*, 2013, pp. 277-291
- Zinger, Jessica, Rhoads, Bruce, & Best, James. Extreme sediment pulses generated by bend cutoffs along a large meandering river, *Nature Geoscience*, 2011, volume 4, pp. 675-678.

UTILIZZO COMBINATO DI MAPPE STORICHE E MODELLI MORFODINAMICI PER STUDIARE LE TRAIETTORIE EVOLUTIVE DI CORSI D'ACQUA SOGGETTI A CANALIZZAZIONE

Simone Zen¹ & Guido Zolezzi¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Università degli Studi di Trento.

ASPETTI CHIAVE

- Il presente lavoro propone un approccio in grado di combinare analisi di dati storici all'uso di modelli morfodinamici al fine di caratterizzare le traiettorie evolutive di un corso d'acqua.
- Il modello morfodinamico viene utilizzato in modo innovativo, non solo per predire evoluzioni future, ma per investigare condizioni passate del fiume.
- Il lavoro si propone di presentare un metodo che possa essere impiegato a supporto della pianificazione degli interventi nella gestione dei fiumi (es. interventi di rinaturalizzazione).

1 PREMESSA

Quasi la totalità dei grandi fiumi presenti sul territorio nazionale e, a confini più estesi, europeo, sono oggi il risultato dell'intensa canalizzazione che ha contraddistinto le opere di gestione dei fiumi nei secoli scorsi. Alle opere di reggimentazione dell'alveo, inoltre, si sono affiancate le variazioni morfologiche legate alle variazioni del regime idrologico e sedimentologico associate alla costruzione dei bacini delle centrali idroelettriche, come ad esempio l'incisione della maggior parte del letto dei fiumi italiani (Surian & Rinaldi, 2003, 2004). Nell'ultimo decennio, un'inversione di tendenza nelle politiche di gestione dei corsi d'acqua cerca di conferire più spazio ai fiumi (es. allargamento locale della sezione) al fine di reinstaurare, almeno parzialmente, le dinamiche fluviali naturali e migliorare così lo stato del corpo idrico stesso. La valutazione quantitativa dell'impatto che un intervento di rinaturalizzazione può avere sul sistema fiume richiede l'identificazione, a monte, di uno stato di riferimento. Tuttavia, essendo i fiumi il risultato dell'interazione di complesse dinamiche bio-morfologiche, non è corretto assumere una condizione statica come riferimento dello stato fiume, ma è necessario individuare delle traiettorie evolutive del corso d'acqua in grado di fornire un riferimento dinamico del sistema (Dufour & Piegay, 2009).

Risulta evidente come in caso di interventi recenti, come ad esempio la protezione delle sponde dall'erosione o il restringimento della sezione del fiume, sia relativamente semplice disporre di dati come foto aeree, serie storica delle portate e misure di campo che consentano di caratterizzare le dinamiche morfologiche passate del fiume e quindi di fornire uno scenario di base che consenta di interpretare e quantificare gli effetti degli interventi. Questo diventa meno immediato qualora si intendano effettuare interventi di rinaturalizzazione dell'alveo per ricostituire i processi che contraddistinguevano il fiume nel passato. In questo contributo l'utilizzo di un modello di evoluzione morfodinamico è affiancato ad un'analisi storica al fine di:

- i) caratterizzare la morfologia e l'idrologia mediante l'interpretazione dei dati storici;
- ii) utilizzare i risultati di (i) come input del modello morfodinamico per determinare le possibili traiettorie evolutive;
- iii) comprendere attraverso l'applicazione del modello morfodinamico gli effetti degli interventi di gestione.

A tal fine sono presi in considerazione due casi di studio: il fiume Tagliamento ed il fiume Adige. Per il primo caso sono state esaminate le variazioni morfodinamiche legate ad una protezione di sponda realizzata 10 anni fa su una delle curve del tratto esaminato. Per il fiume Adige, invece, il modello morfodinamico è stato applicato al fine di ricostruire i processi morfodinamici che caratterizzavano il corso d'acqua nel passato (prima degli interventi di canalizzazione).

2 AREA DI STUDIO

I due fiumi oggetto di studio in questo lavoro presentano caratteristiche opposte. Il Tagliamento rappresenta uno degli ultimi grandi fiumi europei a basso impatto antropico, mentre l'Adige ha subito un intervento di massiccia canalizzazione che ha modificato completamente il suo corso già a partire dalla prima metà del XIX secolo. L'analisi è stata condotta per il primo caso, su una serie di curve del tratto monocursale che caratterizza il basso alveo del Tagliamento, mentre per il secondo sono stati scelti dei tratti omogenei, per caratteristiche morfologiche (in particolare tratti monocursali/meandriiformi continui), nel tratto di fiume compreso tra le provincie di Bolzano (Merano) e Trento (Borghetto).

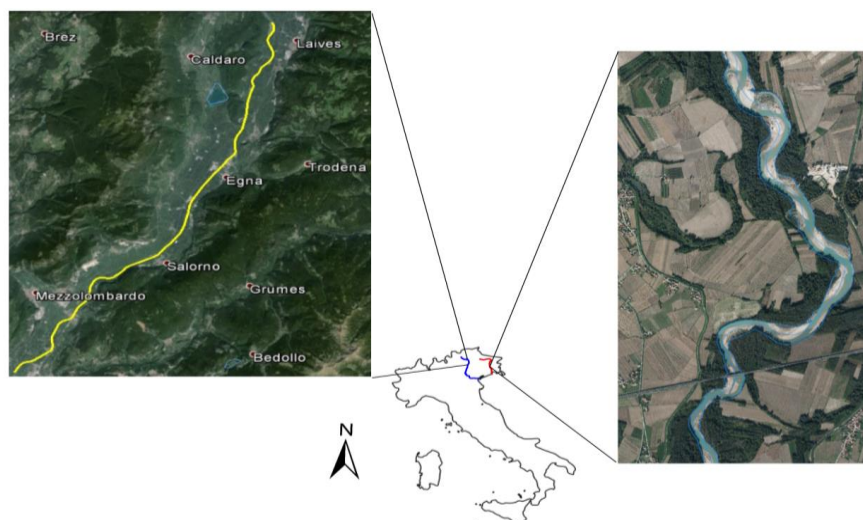


Figura 1. Tratti del fiume Adige e Tagliamento, casi di studio del presente lavoro.

3 MATERIALI E METODI

Al fine di ricostruire lo stato del fiume Adige prima degli interventi di reggimentazione dell'aveo sono state collazionate le carte storiche commissionate all'inizio del 1800 dall'impero austroungarico per redigere e pianificare il piano degli interventi. L'analisi della cartografia storica ha permesso di caratterizzare la morfologia dell'alveo, mentre analisi di campo congiunte allo studio di sondaggi geologici disponibili per la piana alluvionale hanno consentito di stimare la granulometria dell'alveo. Infine, i valori di portata liquida sono stati stimati dalla serie storica di portate disponibili.

Analogamente, per comprendere gli effetti legati alla protezione della curva nel tratto in esame del fiume Tagliamento, sono state esaminate le foto aeree disponibili per il corso d'acqua per gli ultimi 25 anni, da qui sono state estratte le linee d'asse, la larghezza media dell'alveo, mentre i valori di portata fanno riferimento ai dati storici registrati alla stazione di Madrisio.

I risultati dell'analisi dei dati storici condotta per i due corsi d'acqua costituiscono i valori di input da assegnare al modello di evoluzione morfodinamica per fiumi sinuosi/meandriiformi. Tale modello si basa sulla soluzione delle equazioni 2D del moto per canali curvilinei a fondo mobile (quantità di moto lungo la componente trasversale e longitudinale, continuità liquida e solida). In particolare la soluzione del campo di moto è ottenuta linearizzando il sistema di equazioni attraverso uno schema perturbativo che consente di tener conto dei moti secondari indotti dalla presenza della curvatura (Zolezzi & Seminara, 2001). Una volta assegnata una geometria (linea d'asse) iniziale ed i parametri idromorfologici rilevanti precedentemente, il modello morfodinamico consente di studiare il campo di moto all'interno del canale, nonché di analizzarne la possibile evoluzione lungo la piana alluvionale.

Un'estensione del modello proposta da Frascati & Lanzoni (2013) è stata applicata per tener conto a livello lineare degli effetti locali di variazione di larghezza.

4 RISULTATI

L'applicazione del metodo proposto al caso del fiume Adige ha consentito di individuare come la risistemazione avvenuta nel XIX secolo abbia limitato le dinamiche dei processi morfodinamici, quali formazione di barre puntuali in corrispondenza di curve di meandro o, a causa di una sezione troppo ridotta, la formazione di barre alternate migranti nei tratti meno sinuosi.

Le simulazioni effettuate utilizzando il modello per canali curvi in presenza di variazione di larghezza, ha inoltre consentito di simulare interventi di allargamento della sezione che potrebbero riconferire una morfologia simile a quella osservata nel fiume prima degli interventi di canalizzazione.

L'applicazione al tratto del fiume Tagliamento, invece, ha consentito di confrontare l'evoluzione delle curve sia con le sponde non protette che con le sponde esterne protette dall'erosione. In quest'ultimo caso si è notato come l'intervento nella curva di valle abbia effetti sull'evoluzione delle curve di meandro a valle della curva stessa, come prevedibile, ma si ripercuote anche sulle dinamiche del tratto di monte come si può notare nell'esempio di Figura 2.

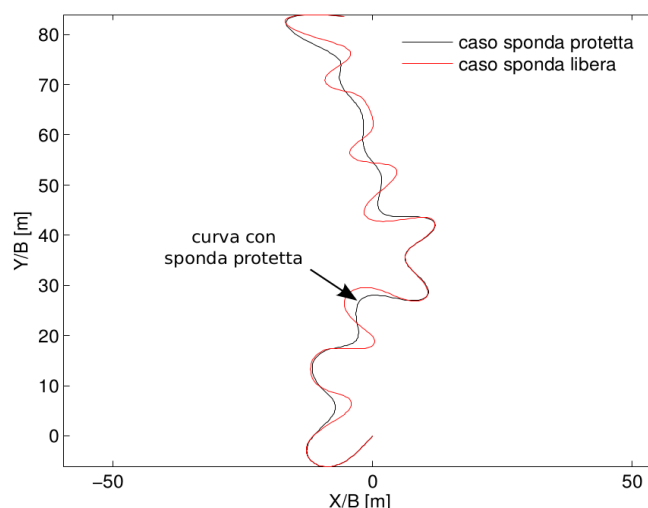


Figura 2. Esempio di applicazione del modello di evoluzione al caso di studio del Tagliamento (tratto di Figura 1), per i due casi di evoluzione libera e di curva con sponda protetta dall'erosione.

5 CONSIDERAZIONI

Il lavoro svolto ha messo in evidenza come l'analisi di dati storici congiunta all'attività di modellazione morfodinamica possa costituire una metodologia valida nella gestione dei corsi d'acqua. In particolare, entrambi i casi studio hanno rilevato le potenzialità di utilizzo di modelli morfodinamici semplificati nell'interpretare gli effetti degli interventi antropici. In tali modelli, infatti, le forti semplificazioni che prevengono la riproduzione fedele della realtà, consentono di semplificare le dinamiche, consentendo così di investigare i principali fattori che governano i processi di evoluzione morfodinamica.

Nel caso delle sezioni del Tagliamento, l'applicazione del modello di evoluzione, seppur non in grado di riprodurre perfettamente l'evoluzione del fiume nel periodo di tempo considerato, ha permesso di quantificare gli effetti sulla migrazione della linea d'asse dovute alla curva protetta dall'erosione a seguito dell'intervento di protezione. Per il caso del fiume Adige, invece, il modello morfodinamico per canali curvilinei con variazioni di larghezza ha consentito di tracciare delle indicazioni che potrebbero guidare un possibile intervento locale di rinaturalizzazione.

RINGRAZIAMENTI

Il lavoro è stato svolto all'interno del progetto ETSCH2000: evoluzione del fiume Adige negli ultimi duemila anni, finanziato dalla Provincia Autonoma di Bolzano. Gli autori ringraziano Marco Mastronunzio e Vittoria Scorpio per il loro supporto nella gestione delle immagini storiche.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Dufour, S. & Piegay, H. From the myth of a lost paradise to targeted river restoration: forget natural references and focus on human benefits, *River. Res. Applic.*, Wiley interscience, 2009.
- Frascati, A. & Lanzoni, S. A mathematical model for meandering rivers with varying width, *J. Geophys. Res. Earth Surf.*, 2013, 118, 1641–1657.
- Surian, N. & Rinaldi, M. Morphological response to river engineering and management in alluvial channels in Italy. *Geomorphology*, 2003, 50, 307–326.
- Surian, N. & Rinaldi, M. Channel adjustments in response to human alteration of sediment fluxes: examples from Italian rivers. In *Sediment Transfer Through the Fluvial System*, IAHS Publication 288, Golosov V, Belyaev V, Walling DE (eds), 2004, 276–282.
- Zolezzi, G. & Seminara, G. Downstream and upstream influence in river meandering. Part 1. General theory and application to overdeepening, *J. Fluid Mech.*, 2001, 438, 183–211.



TRASPORTO SOLIDO IN SOSPENSIONE IN UN FIUME TEMPORANEO: METODI DI CALCOLO A CONFRONTO

A.M. De Girolamo¹, R. Di Pillo², A. LoPorto¹, G. Pappagallo¹ & M.T. Todisco²

(1) Istituto di Ricerca sulle Acque (IRSA) – Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR), Bari; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile Architettura, Ambientale, Università degli Studi dell'Aquila, L'Aquila.

ASPETTI CHIAVE

- Il confronto tra differenti metodologie di calcolo per la stima dei carichi di solidi in sospensione in un bacino idrografico del Mediterraneo mostra rilevanti differenze nei valori dei carichi annuali.
- L'estensione e la rappresentatività del set di dati utilizzati si è rivelata estremamente importante nella stima dei carichi di solidi in sospensione in un fiume a carattere temporaneo.
- La “stratificazione” dei dati si è dimostrata uno strumento efficace nella riduzione della perdita di accuratezza delle stime.

1 PREMESSA

Nella regione del Mediterraneo, la maggior parte dei bacini è affetta da erosione e degradazione dei suoli. I fattori geomorfologici e climatici che caratterizzano questi bacini e le pratiche agronomiche comunemente adottate contribuiscono ad esacerbare questi processi. L'analisi delle dinamiche del trasporto solido e dei processi erosivi sono stati oggetto di numerose ricerche in ambito nazionale ed europeo. Tuttavia, pochi sono gli studi che hanno analizzato il trasporto in sospensione in bacini appenninici caratterizzati da corsi d'acqua a regime intermittente. Il regime idrologico di questi fiumi, che gioca un ruolo determinante nelle dinamiche del trasporto solido di fondo e in sospensione, rende le operazioni di monitoraggio molto complesse.

La stima del trasporto solido in sospensione è di fondamentale importanza nella gestione dei bacini idrografici. L'equilibrio erosione-sedimentazione del corso d'acqua assume infatti grande rilevanza per la morfologia e l'ecologia fluviale, per la determinazione del consumo di suolo nel bacino e per lo stato qualitativo delle acque. Inoltre, la quantificazione del trasporto è fondamentale per valutare l'interrimento degli invasi e per trarre utili indicazioni sulle modificazioni della morfologia fluviale negli anni.

I processi di erosione e trasporto, dipendono essenzialmente dalle caratteristiche fisiche (orografia, morfologia, pedologia, uso del suolo, pratiche agronomiche adottate nel bacino) ed idrauliche (precipitazioni, regime delle portate) del bacino indagato. Esistono in letteratura differenti metodologie proposte per quantificare il carico di sedimenti in sospensione in funzione della tipologia del bacino e della disponibilità di dati (Quilbé *et al.*, 2006). Questi metodi includono relazioni empiriche tra concentrazioni e portate e modelli matematici. I metodi cosiddetti “process-based” richiedono una notevole quantità di misurazioni sia di concentrazioni sia di portate. I campionamenti e le determinazioni analitiche dei solidi sospesi risultano essere, tuttavia, un'operazione costosa e complessa dovendo coprire tutte le fasi del regime idrologico, inclusi gli eventi di piena (De Girolamo *et al.*, 2015).

Il presente studio si propone l'obiettivo di quantificare il carico di sedimenti in sospensione nel bacino idrografico del torrente Celone (Puglia) mediante differenti metodologie di calcolo. Attraverso l'elaborazione di dati in continuo di portata e di dati discreti di concentrazioni di solidi in sospensione (TSS) rilevati dall'Istituto di Ricerca Sulle Acque (IRSA-CNR) in una sezione fluviale, le differenze in termini di carichi ($t\ ha^{-1}$) dovute alle differenti metodologie utilizzate per il calcolo sono state analizzate al fine di valutare l'applicabilità delle metodologie stesse al bacino idrografico, la cui rete idrografica è caratterizzata da flussi intermittenti. Il lavoro propone anche una analisi critica dell'accuratezza delle stime stesse quando al set di dati disponibili viene applicata una stratificazione in base al regime delle portate.

2 AREA DI STUDIO

Il bacino idrografico del torrente Celone costituisce l'area di studio del presente lavoro. Il torrente nasce alle pendici del monte S. Vito (1015 m. s.l.m.), nel Subappennino Dauno, confluisce nell'invaso "Capaccio" e, dopo aver attraversato un tratto vallivo nel tavoliere delle Puglie, termina il suo corso nel fiume Candelaro.

Il bacino ha un'estensione di circa 72 km² e ricade nei territori di diversi comuni del Subappennino, l'elevazione media dell'area è di circa 386 m. s.l.m. e varia in un range compreso tra i 218 ed i 1142 m. s.l.m. presenta una pendenza media del 4,47%. Il reticolo idrico si estende per circa 81km, mentre l'asta fluviale principale ha una lunghezza di circa 25 km.

L'uso del suolo del territorio è prevalentemente agricolo, con la prevalenza di seminativi (55%), mentre oliveti (8%) e pascoli (6%) sono presenti in percentuale minore. Nella parte montana sono presenti boschi naturali (29%).

Il clima è tipicamente Mediterraneo, con piogge concentrate nei mesi invernali e primaverili (Nov-Apr) e temperature medie che vanno dai 3°C (gennaio) ai 30°C (Agosto).

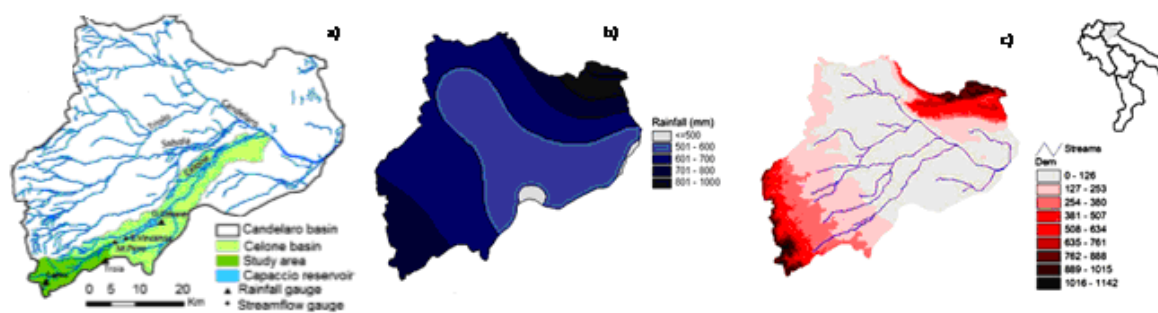


Figura 1. (a)Area di studio; (b)Distribuzione spaziale della precipitazione media annua; (c)DEM (Digital Elevation Model).

3 MATERIE E METODI

Le acque del torrente Celone sono state campionate da luglio 2010 a luglio 2011 in una sezione a monte dell'invaso Capaccio (Masseria Pirro-Ponte Celone) (De Girolamo et al., 2012). Nella stessa sezione è stato disposto un campionatore automatico ISCO (modello 6712FS) con datalogger interno, collegato ad un misuratore di portata (ISCO 750 Area Velocity Flow Module). La strumentazione ha consentito di effettuare misure in continuo di portata e campionamenti discreti di acqua con differente frequenza, per i periodi di deflusso di morbida e di piena (Fig. 2), per un totale di 210 campionamenti. Durante le piene, l'intervallo di tempo di campionamento variava da 15min a 2h lungo il tratto ascendente dell'idrogramma e da 2h a 24h nel tratto discendente (De Girolamo et al., 2015). Le concentrazioni di solidi sospesi sono state determinate nei laboratori dell'IRSA-CNR (APAT-IRSA, 2003).

Il set di dati è stato poi trasformato in misure di tipo giornaliero per potersi avvalere dell'ausilio di un software di calcolo per la stima dei carichi di solidi in sospensione, GUMLEAF (Generator for Uncertainty Measures and Load Estimates using Alternative Formulae), ottenendo così 365 misure di portata media giornaliera e 88 misure di CSS equivalente giornaliera (Figura 2(a)). Il software di calcolo, sviluppato dall'Australian Centre of Environmental Metrics e dall'University of Melbourne, propone 22 differenti equazioni, tra le più diffuse in letteratura, con la possibilità di effettuare stratificazioni dei dati sia del tipo stagionale, sia in base al regime delle portate. Le equazioni possono essere aggregate in tre grandi gruppi:

Averaging Estimator, generalmente utilizzano semplici medie tra valori successivi, di concentrazione e di portata, per ricavare tramite interpolazione il dato non direttamente misurato;

Ratio Estimator, utilizzano prevalentemente i valori osservati, in particolare, si procede calcolando il carico giornaliero come prodotto della concentrazione per la portata realmente osservati nei giorni di campionamento, successivamente, tali valori vengono mediati per calcolare il carico medio giornaliero;

Regression Methods, questi metodi definiscono una relazione empirica tra concentrazione e portate.

Nel presente lavoro sono stati analizzati i risultati riguardanti le equazioni di tipo annuale (A_{-}) ovvero quelle equazioni che non utilizzano nessun tipo di stratificazione dei dati, facenti parte della famiglia di metodologie degli Averaging Estimator ($A_{-}Av$), successivamente, si è effettuata una stratificazione del set di dati in base al regime delle portate. In generale il processo di stratificazione consiste nella suddivisione in due o più “strati” del set di dati originario, in funzione del parametro prestabilito. La scelta del numero degli strati o dell’ampiezza di ognuno di essi avrà influenza sul risultato. La stratificazione adottata nel caso in esame è presentata nella figura 2(b), ottenuta mediante la curva di durata con valori di frequenza di superamento del 80% e 20%, a cui corrispondono gli intervalli di portate: $0 < Q < 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$; $0,1 < Q < 1 \text{ m}^3/\text{s}$; e $Q > 1 \text{ m}^3/\text{s}$.

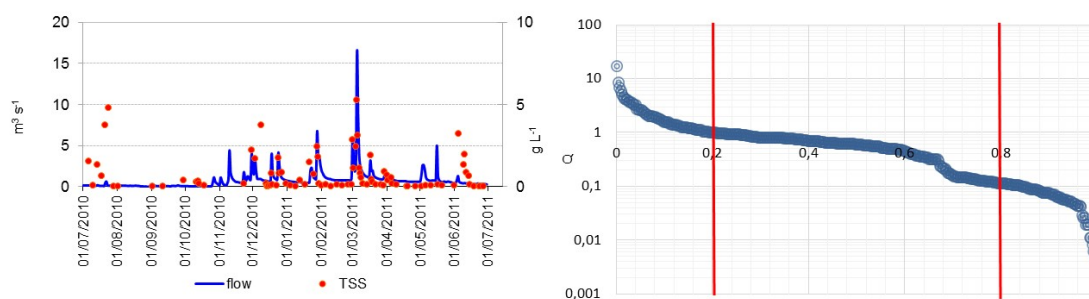


Figura 2. (a) Timeline portate Q [m^3/s], TSS concentrazioni [mg/l]; (b) Flow Duration Curve Q [m^3/s].

4 RISULTATI

L’elaborazione tramite GUMLEAF del set di dati, ha fornito, per le sole equazioni ricadenti nella categoria degli Averaging Estimator, una gamma di valori di stima dei carichi che va da 80822 t yr^{-1} , corrispondenti ad una produzione specifica di 11.23 t ha^{-1} , a 19063 t yr^{-1} , corrispondenti ad una produzione specifica di 2.65 t ha^{-1} .

Il range di variazione risulta essere più contenuto applicando la stratificazione in funzione del regime delle portate, per quattro delle cinque equazioni degli Averaging Estimator infatti, il range si riduce ad una variabilità compresa tra 5.95 t ha^{-1} e 2.98 t ha^{-1} , come mostrato in tabella I:

GUMLEAF Methods	Annual loads [$\text{t yr}^{-1} \text{ ha}^{-1}$]	GUMLEAF Methods	Annual loads [$\text{t yr}^{-1} \text{ ha}^{-1}$]
1) $A_{-}AvCsFp$	10.4	---	---
2) $A_{-}AvCmFm$	4.96	16) $R_{-}AvCmFm$	3.61
3) $A_{-}AvCsFs$	11.23	17) $R_{-}AvCsFs$	5.95
4) $A_{-}AvCmFd$	2.65	18) $R_{-}AvCmFd$	2.98
5) $A_{-}FWMC$	5.99	19) $R_{-}FWMC$	4.79

Tabella I. Stime della produzione specifica di sedimento [$\text{t yr}^{-1} \text{ ha}^{-1}$], calcolate nella prima colonna senza stratificazione e nella seconda colonna con stratificazione in funzione del regime delle portate

Dove le sigle hanno il seguente significato:

A_{-} : Stratificazione Annuale; R_{-} : Stratificazione in base al regime delle portate; Av : Averaging Estimator Method; Cs : Sample Concentration; Cm : Sample Mean Concentration; Fp : Flow over a period between mid of concentration sample; Fs : Sample Flow; Fm : Mean simple Flow; Fd : Flow over specific duration; $FWMC$: Flow-Weighted-Mean-Concentration.

5 DISCUSSIONE E CONCLUSIONI

L'analisi dei risultati mostra l'importanza del metodo prescelto nella stima del trasporto. Il range di variabilità può essere sensibilmente ridotto nel caso si applichi una stratificazione ai metodi stessi basata sul regime idrologico. Questo risultato è particolarmente rilevante per i bacini idrografici con rete idrografica a carattere intermittente, dove la differenza tra le portate in condizioni di magra, morbida e piena può essere considerevole e dove il trasporto di sedimenti è prevalentemente associato agli eventi estremi. Le stime dei carichi di sedimenti ottenute con le metodologie applicate senza alcuna stratificazione risultano superiori a quelle con stratificazione in funzione del regime delle portate. Queste ultime stime sono comparabili con altri studi eseguiti nello stesso bacino (De Girolamo et al., 2015), utilizzando metodologie differenti, ed in generale risultano dell'ordine di grandezza determinato per altri bacini italiani (Van Rompaey et al., 2005).

La sensibile crescita di accuratezza nelle stime ottenuta con la stratificazione è dovuta al fatto che le equazioni senza alcun tipo di stratificazione sovrastimavano i carichi per gli strati relativi al regime delle portate di morbida. In particolare, la stima del carico derivante dall'eq. (3) risulta quasi dimezzata rispetto a quella derivata dall'eq. 17, mentre le equazioni 4 e 18 danno stime a comportamento invertito, comunque con una variazione percentuale molto più bassa rispetto alle precedenti.

Ulteriori indagini sono necessarie per valutare l'incertezza associata al risultato e derivata dal metodo di calcolo utilizzato.

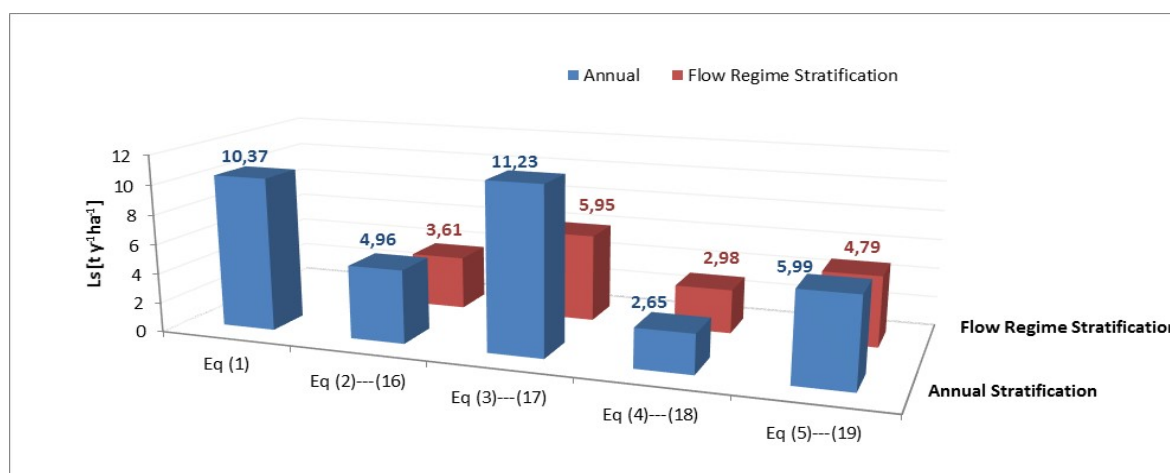


Figura 3. Confronto grafico dei valori di stima dei carichi tra equazioni con stratificazione annuale e con stratificazione in base al regime delle portate.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- De Girolamo, A.M., Pappagallo, G., & Lo Porto, A. Temporal variability of suspended sediment transport and rating curves in a Mediterranean river basin: The Celone (SE Italy), Catena, 2015, 128, 135-143
- De Girolamo, A.M., Calabrese, A., Pappagallo, G., Santese, G., & Lo Porto, A. Impact of anthropogenic activities on a temporary river, Fresenius Environmental Bulletin, 2012, 21(11), 3278-3286.
- GUNMLEAF, Generator for Uncertainty Measures and Load Estimation using Alternative Formulae, User Guide and Reference Manual, version 0.1 (alpha), prepared by: K.S. Tan, D. Fox, T. Etchells, Australia Centre for Envirometrics and the University of Malbourne. 2005.
- Quilbé, R., Rousseau, A.N., Duchemin, M., Poulin, A., Gangbazo, G., & Villeneuve J.P., Selecting a calculation method to estimate sediment and nutrient loads in streams: Application to the Beaurivage River (Québec, Canada), Journal of Hydrology, 2006, 326 (1-4), 295-310.
- Van Rompaey, A., Bazzoffi, P., Jones, R.J.A., & Montanarella, L., Modeling sediment yields in Italian catchments, Geomorphology, 2005, 65, 157-169.

CONTROLLO QUALITATIVO DELLE ACQUE METEORICHE DI DILAVAMENTO NEI SISTEMI DI COLLETTAMENTO INTERCOMUNALI

Sergio Papiri¹ & Sara Todeschini¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura dell'Università degli Studi di Pavia, via Ferrata 3, 27100 – Pavia.

ASPETTI CHIAVE

- Le acque meteoriche di dilavamento di aree urbanizzate sono molto contaminate e provocano un rilevante impatto negativo sulla qualità dei corpi idrici ricettori
- Le vasche di prima pioggia rappresentano un ausilio molto importante ai fini del contenimento dell'impatto inquinante degli scarichi fognari di tempo di pioggia
- L'ubicazione delle vasche di prima pioggia in un sistema intercomunale influenza l'efficacia ambientale che si può conseguire

1 PREMESSA

Come è stato ampiamente dimostrato da numerose indagini sperimentali pubblicate già a partire dagli anni Sessanta, le acque meteoriche di dilavamento di aree urbanizzate sono molto contaminate e, se non adeguatamente intercettate e trattate, possono provocare un rilevante impatto negativo sulla qualità dei corpi idrici ricettori (e.g., Ellis, 1985; Borchardt & Sperling, 1997; Todeschini et al., 2011). Per questa ragione, le strategie internazionali contro l'inquinamento ambientale fanno riferimento diretto al controllo dei deflussi meteorici urbani: l'*U.S. Clean Water Act* (Copeland, 2010) richiede di limitare l'inquinamento associato agli scarichi fognari di tempo di pioggia; l'*European Water Framework Directive* (2000) chiede agli Stati membri di promuovere delle azioni per contenere l'impatto degli scarichi di tempo di pioggia nei corpi idrici ricettori al fine di ricondurre i sistemi acquatici a uno stato ecologico "buono".

In Europa e Nord America, sono frequentemente adottati invasi artificiali per contenere l'impatto negativo degli scarichi fognari di tempo di pioggia. Anche i recenti orientamenti normativi regionali (e.g., Legge Regionale 12 Dicembre 2003, N.26 e Regolamenti Regionali 24 Marzo 2006, N.3 e 4 della Regione Lombardia) sul controllo delle acque meteoriche di dilavamento richiedono, in varie situazioni, di abbinare agli scaricatori di piena appositi invasi, denominati vasche di prima pioggia.

In questo contesto, una serie di studi ha cercato di caratterizzare il comportamento idraulico e l'efficacia ambientale offerta dalle vasche di prima pioggia (e.g., Bertrand-Krajewski e Chebbo, 2002; Calabrò e Viviani, 2006; Paoletti et al., 2007; Balistrocchi et al., 2009; Maglionico et al., 2009; Todeschini et al., 2012). Gli studi sopra menzionati hanno esaminato le principali variabili progettuali e gestionali delle vasche di prima pioggia (il volume utile, la modalità di alimentazione e inserimento nel sistema fognario, la modalità di svuotamento). Questa memoria si focalizza su un altro aspetto molto importante e mai investigato in precedenza: l'ubicazione più opportuna delle vasche all'interno di un generico sistema intercomunale.

2 MATERIALI E METODI

La memoria esamina il caso di sei centri urbani identici, caratterizzati da una popolazione insediata pari a 2000 unità, da un'estensione pari a 30 ha e da un rapporto di impermeabilizzazione pari a 0,6. Alla sezione di chiusura del bacino drenato di ciascun centro è presente uno scaricatore di piena che deriva un'aliquota del deflusso in tempo di pioggia a un unico collettore intercomunale. Dopo aver raccolto i contributi di portata dei sei centri urbani, il collettore intercomunale giunge presso un impianto di trattamento, a monte del quale è installato un ulteriore scaricatore di piena.

Sono state considerate differenti tipologie di sistema fognario: sistema fognario totalmente separato sia a livello comunale sia a livello intercomunale; sistema fognario separato a livello comunale e unitario a livello intercomunale; sistema fognario unitario sia a livello comunale sia a livello intercomunale. Gli scaricatori di piena sono stati dimensionati in accordo con il Regolamento Regionale 24 Marzo 2006, n. 3 della Regione

Lombardia, ovvero in maniera da derivare una portata pari a 1 L/s per ettaro di superficie impermeabile (ha_{imp}) se inseriti in un sistema pluviale e, se inseriti in un sistema unitario, una portata che sia la maggiore tra quelle derivanti dai seguenti criteri: 2 volte la portata nera media (Q_{nm}); 750 L/AE/giorno; 1,3 volte la portata nera di punta. In realtà, gli scaricatori comunali sono stati sovradimensionati rispetto ai criteri sopra citati, dato che il dimensionamento basato su tali criteri comportava luci facilmente ostruibili.

L'analisi ha riguardato anche lo studio del sistema qualora fossero inserite vasche di prima pioggia di cattura abbinate agli scaricatori comunali, ovvero allo scaricatore intercomunale posto in testa all'impianto di depurazione. In accordo con gli usuali criteri di dimensionamento delle vasche, sono state considerate capacità di invaso specifiche pari a 25, 35 e 50 m³/ha_{imp}. Sono state esaminate vasche di prima pioggia di cattura con svuotamento al termine del deflusso di pioggia associato all'evento meteorico, in quanto, da analisi precedenti, è emerso che questa tipologia è la più efficace ai fini della mitigazione dell'impatto degli scarichi di tempo di pioggia (Todeschini *et al.*, 2012).

La trasformazione afflussi-deflussi e la dinamica degli inquinanti nei sistemi bacino-rete fognaria comunali sono state simulate mediante un modello concettuale globale basato sulla teoria dell'invaso lineare (Ciaponi *et al.*, 2002), mentre la propagazione nel sistema intercomunale è stata studiata mediante il codice SWMM dell'US-EPA (Huber & Dickinson, 1988). La modellazione qualitativa è stata condotta con riferimento ai solidi sospesi totali (SST), in quanto rappresentano un indice sintetico del livello di inquinamento generale delle acque meteoriche di dilavamento (Kayhanian *et al.*, 2008). I parametri modellistici che influenzano i principali processi che hanno luogo nel sistema (e.g. accumulo degli inquinanti sulle superfici del bacino in tempo asciutto, dilavamento degli inquinanti in tempo di pioggia) sono stati calibrati mediante i dati acquisiti nel bacino sperimentale di Cascina Scala (Papiri *et al.*, 2008; Barco, 2006).

La simulazione del funzionamento delle differenti tipologie di sistema di collettamento ha riguardato un periodo di un anno che è stato precedentemente esaminato nello studio delle prestazioni delle vasche di prima pioggia (Todeschini *et al.*, 2012). Sulla base di studi dell'US-EPA (1986), gli eventi sono stati selezionati sulla base di un tempo secco tra due eventi contigui di 6 ore. In tal modo, l'indipendenza di eventi consecutivi è garantita a livello dell'intero sistema per la trasformazione afflussi-deflussi e la dinamica degli inquinanti. Gli eventi con altezza di pioggia minore a 2 mm sono stati scartati. L'altezza di precipitazione complessiva è risultata pari a 795,0 mm, mentre quella dei 51 eventi selezionati in base ai criteri sopra esposti pari a 716,3 mm. La durata complessiva degli eventi di pioggia è risultata di 502 ore. Gli eventi coprono un ventaglio molto ampio delle principali caratteristiche della precipitazione: l'altezza di pioggia è variabile tra 2,1 e 103,6 mm; l'intensità massima relativa alla durata di un minuto è compresa tra 0,01 e 1,99 mm/min; il tempo secco antecedente tra 0,25 e 25,94 giorni; la durata tra 18 e 2050 minuti.

Le prestazioni idrauliche e ambientali delle differenti tipologie di sistema fognario e di sistemi di controllo dei deflussi meteorici sono state valutate mediante vari indicatori stimati su base annua. Per ragioni di spazio, in questa memoria, vengono mostrati i risultati relativi a due semplici indicatori dell'efficacia di controllo complessiva dei sistemi esaminati:

- il rapporto tra il volume idrico conferito al trattamento e il volume complessivo immesso nel sistema fognario dai sei bacini;
- il rapporto tra la massa inquinante (in termini di SST) conferita al trattamento e la massa inquinante complessiva immessa nel sistema fognario dai sei bacini.

Questi indici sono stati calcolati con riferimento ai volumi e alle masse di SST transitanti in fognatura in tempo di pioggia, per cui i contributi di acque reflue in assenza di deflusso meteorico non sono stati conteggiati nel bilancio annuo.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Le principali risultanze delle simulazioni descritte nella sezione precedente vengono illustrate nelle tabelle 1 e 2.

I risultati ottenuti dalle simulazioni mostrano che l'accoppiamento delle vasche di prima pioggia agli scaricatori di piena si associa a una riduzione sia dei volumi idrici sia delle masse di inquinanti scaricati nel

Tipologia di controllo	Reti comunali e intercomunale separate	Reti comunali separate e rete intercomunale unitaria	Reti comunali e intercomunale unitarie
Soli scaricatori di piena	32,7%	31,8%	28,7%
Scaricatori e vasche di prima pioggia da 25 m ³ /ha _{imp} presso scaricatori comunali	37,3%	36,3%	33,3%
Scaricatori e vasche di prima pioggia da 35 m ³ /ha _{imp} presso scaricatori comunali	38,7%	37,8%	34,8%
Scaricatori e vasche di prima pioggia da 50 m ³ /ha _{imp} presso scaricatori comunali	40,5%	39,5%	36,6%
Scaricatori e vasca di prima pioggia da 25 m ³ /ha _{imp} presso lo scaricatore intercomunale	39,0%	38,4%	35,3%
Scaricatori e vasca di prima pioggia da 35 m ³ /ha _{imp} presso lo scaricatore intercomunale	40,9%	40,4%	37,3%
Scaricatori e vasca di prima pioggia da 50 m ³ /ha _{imp} presso lo scaricatore intercomunale	43,2%	42,9%	39,9%

Tabella 1. Rapporti in percentuale tra volumi idrici conferiti al trattamento e volumi idrici complessivi immessi nel sistema fognario per differenti sistemi di controllo qualitativo dei deflussi in tempo di pioggia.

Tipologia di controllo	Reti comunali e intercomunale separate	Reti comunali separate e rete intercomunale unitaria	Reti comunali e intercomunale unitarie
Soli scaricatori di piena	56,0%	53,8%	47,1%
Scaricatori e vasche di prima pioggia da 25 m ³ /ha _{imp} presso scaricatori comunali	66,5%	63,9%	57,8%
Scaricatori e vasche di prima pioggia da 35 m ³ /ha _{imp} presso scaricatori comunali	68,8%	66,2%	60,2%
Scaricatori e vasche di prima pioggia da 50 m ³ /ha _{imp} presso scaricatori comunali	70,8%	68,5%	62,4%
Scaricatori e vasca di prima pioggia da 25 m ³ /ha _{imp} presso lo scaricatore intercomunale	70,3%	68,2%	63,4%
Scaricatori e vasca di prima pioggia da 35 m ³ /ha _{imp} presso lo scaricatore intercomunale	73,3%	71,3%	66,7%
Scaricatori e vasca di prima pioggia da 50 m ³ /ha _{imp} presso lo scaricatore intercomunale	76,2%	74,6%	70,4%

Tabella 2. Rapporti in percentuale tra masse di SST conferite al trattamento e masse di SST complessive immesse nel sistema fognario per differenti sistemi di controllo qualitativo dei deflussi in tempo di pioggia.

corpo idrico ricettore. L'incremento di efficacia di controllo è molto significativo per le masse inquinanti sia per il caso di vasche associate agli scaricatori comunali sia per quello di un'unica vasca associata allo scaricatore intercomunale. L'incremento dei volumi idrici inviati al trattamento di depurazione è nettamente più modesto. Questo risultato è strettamente correlato al fenomeno del "first foul flush", in base al quale la frazione più significativa della massa inquinante transita durante la prima parte del deflusso di pioggia.

La tipologia di sistema fognario separato sia a livello comunale sia a livello intercomunale è quella che presenta l'efficacia di controllo massima tra tutte le tipologie esaminate. Questo risultato è riconducibile al fatto che, in questo schema, le acque reflue civili, con caratteristiche qualitative meno variate e almeno a livello medio più contaminate dei deflussi meteorici, vengono conferite integralmente al trattamento di depurazione. Il sistema separato a livello comunale e unitario a livello intercomunale presenta percentuali di conferimento al trattamento leggermente inferiori rispetto a quelle del sistema totalmente separato, tuttavia, rispetto a questo, è decisamente meno costoso e, quindi, più razionale. Il sistema esclusivamente unitario è quello che presenta le percentuali inferiori di volume e massa inquinante inviati al trattamento.

Per quanto riguarda il confronto tra le possibili disposizioni delle vasche, è emerso che, a parità di capacità complessiva, se l'invaso è abbinato allo scaricatore intercomunale, l'efficacia in termini di tutela del

ricettore risulta maggiore rispetto al caso in cui le vasche siano associate agli scaricatori comunali.

4 CONCLUSIONI

Lo studio si è focalizzato sul funzionamento idraulico e sull'efficacia ambientale offerta da un fittizio sistema fognario intercomunale, esaminando possibili tipologie di sistema (esclusivamente separato, esclusivamente unitario, separato a livello comunale e unitario a livello intercomunale) e prevedendo differenti manufatti di controllo dei deflussi meteorici (soli scaricatori di piena, scaricatori di piena e vasche di prima pioggia abbinati agli scaricatori comunali, scaricatori di piena e vasca di prima pioggia abbinata allo scaricatore intercomunale).

L'analisi dei risultati ha mostrato che le differenti tipologie di sistema fognario si associano ad aliquote piuttosto simili di volume e massa inquinante conferiti alla depurazione, con efficienze di controllo leggermente superiori nel caso di sistema totalmente separato. L'adozione di soli scaricatori di piena ha consentito di ottenere un controllo significativo dei deflussi meteorici, dato che, al fine di evitare frequenti ostruzioni, sono stati adottati rapporti di diluizione degli scaricatori comunali alquanto superiori rispetto ai vincoli normativi. Il beneficio introdotto dall'inserimento di vasche di prima pioggia è risultato comunque importante anche per capacità specifiche piuttosto contenute, pari a 25-35 m³ per ettaro di superficie impermeabile. In particolare, l'ubicazione più opportuna della vasca di prima pioggia è risultata quella presso lo scaricatore intercomunale in testa all'impianto di depurazione. Questa soluzione, che presenta anche indubbi vantaggi gestionali, sarebbe ancora più efficace se il sistema intercomunale servisse un numero maggiore di centri più esigui, ma associati alla stessa potenzialità complessiva del sistema esaminato. Al contrario, a parità di potenzialità complessiva, è verosimile che un numero minore centri urbani più numerosi si assocerebbe a un beneficio ambientale più ridotto della centralizzazione dei volumi d'invaso o addirittura a un controllo più efficace mediante invasi ubicati presso gli scaricatori comunali. Questi aspetti verranno approfonditi in un articolo prossimo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Balistrocchi, M., Grossi G. & Bacchi, B. An analytical probabilistic model of the quality efficiency of a sewer tank, *Water Resources Research*, 2009, 45(12), W12420.
- Barco, O.J. Modeling the Quantity and Quality of Stormwater Runoff Using SWMM. Ph.D. dissertation, University of Pavia, Pavia, 2006.
- Bertrand-Krajewski, J.L. & Chebbo, G. Sizing ratios for stormwater treatment facilities. In: *Proceedings of the 9th International Conference on Urban Drainage*, Portland (USA) September 8-13, 2002.
- Borchardt, D. & Sperling, F. Urban stormwater discharges: Ecological effects on receiving waters and consequences for technical measures. *Water Science and Technology*, 1997, 36(8-9), 173-178.
- Calabrò, P.S. & Viviani, G. Simulation of the operation of detention tanks. *Water Research*, 2006, 40(1), 83-90.
- Ciaponi, C., Mutti, M. & Papiri, S. A conceptual model for the estimation of loadographs in sewer networks during meteorological events. 2nd Int. Conf. New Trends in Water and Environmental Engineering for Safety and Life, Capri, Italy, 2002.
- Copeland, C. Clean Water Act: A Summary of the Law. Rep.No. RL30030. Congressional Research Service, Washington, DC, 2010.
- Ellis, J.B. Pollutational aspects of urban runoff. In *Urban Runoff Pollution*, Torno H.C., Marsalek J., Desbordes M., Edizioni NATO ASI Series G: Vol. 10 Springer-Verlag pp.1-38, 1985.
- European Water Framework Directive. Directive 2000/60/EC. Official Journal of the European Union 327, 22 Dec 2000, 1-73, 2000.
- Huber, W.C. & Dickinson, R.E. Storm Water Management Model: User's Manual. EPA Athens, Georgia, USA, 1988.
- Kayhanian, M., Rasa, E., Vichare, A. & Leatherbarrow, J.E. Utility of Suspended Solid measurements for storm-water runoff treatment. *Journal of Environmental Engineering*, 2008, 134(9), 712-721.
- Maglionico M., Bolognesi A. & Casadio A. Evaluation of CSOs pollution impact and mitigation effects obtained with storage tanks. 8th International Conference on Urban Drainage Modelling, Tokyo, Japan, 7-11 September 2009.
- Paoletti, A., Becciu, G. & Sanfilippo, U. Filling and emptying cycles for stormwater storage tanks in separated systems. *Proc. of the 6th International Conference on Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management* Graie Lyon, France, 2007.
- Papiri S., Ciaponi C. & Todeschini S. Il bacino urbano sperimentale di Cascina Scala (Pavia). *Pioggie portate e qualità dei deflussi in fognatura nel periodo 1987-2006*. Aracne Editrice, Roma, ISBN: 978-88-548-2132-3, 2008.
- Todeschini S., Papiri S. & Sconfietti R. Impact assessment of urban wet-weather sewer discharges on the Vernavola river (Northern Italy). *Civil Engineering and Environmental Systems*, 2011, 28(3), 209-229.
- Todeschini, S., Papiri, S. & Ciaponi, C. Performance of stormwater detention tanks for urban drainage systems in northern Italy. *Journal of Environmental Management*, 2012, 101(30 June 2012), 33-45.
- US-EPA. Methodology for Analysis of Detention Basins for Control of Urban Runoff Quality. USEPA 440/5-87-001, Washington DC, USA, 1986.

APPLICAZIONE DEI CRITERI DI STIMA DEI CARICHI INQUINANTI SVERSATI DAGLI SCARICATORI DI PIENA DELLA CITTA' DI BARI

Gabriella Balacco¹, Alberto Ferruccio Piccinni¹, Danilo Spasiano^{1}*

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e Chimica (DICATECh), Politecnico di Bari, Via E. Orabona, 4 – 70126 – Bari, Italia.

ASPETTI CHIAVE

- *La comunità scientifica sta puntando sempre più l'attenzione sulla stima delle concentrazioni di inquinanti presenti nelle acque di seconda pioggia e sversate nei corpi ricettori.*
- *Lo scopo di questa ricerca è confrontare i risultati di tre metodi: due proposti dalla Regione Emilia Romagna e dall'USEPA ed un terzo derivante da indagini condotte presso il Comune di Pavia.*
- *Il confronto dei tre metodi, fatto sui bacini della città di Bari, evidenzia che le differenze in termini urbanistici e sociali delle realtà italiane e mondiali impongono ulteriori misure di campo.*

1 PREMESSA

Durante gli eventi meteorici, notevoli quantità di inquinanti vengono rimosse dalle superfici scolanti urbane, allontanate attraverso le reti fognari e veicolate, tramite gli scaricatori di piena, in parte verso un impianto di trattamento delle acque (acque di prima pioggia) ed in parte nel corpo ricettore (acque di seconda pioggia).

Secondo la normativa vigente (D.Lgs 156/2006 art. 113), le Regioni hanno il compito di disciplinare le modalità di trattamento delle acque di prima e di seconda pioggia. Un esempio è quello della Regione Puglia che, con il regolamento regionale del 9 dicembre 2013 – n. 26, definisce che bisogna sempre sottoporre ai trattamenti depurativi le cosiddette acque di prima pioggia, intese come i primi 5-2.5 mm di acqua, in funzione dell'estensione del bacino scolante, per ogni evento meteorico per unità di superficie impermeabile dotata di rete drenante. Per quanto riguarda le acque di seconda pioggia, ovvero la parte delle acque meteoriche di dilavamento eccedente le acque di prima pioggia, queste ultime possono essere scaricate nel corpo ricettore senza subire alcun trattamento, a meno che non provengano da aree ove si svolgono particolari attività antropiche (autofficine, carrozzerie, impianti di produzione e trasformazione di metalli...). A tal proposito, la Regione Puglia stabilisce che, qualora il dilavamento di sostanze pericolose non si esaurisca con le acque di prima pioggia, bensì si protragga nell'arco di tempo dell'evento meteorico, anche le acque di seconda pioggia dovranno essere sottoposte alla stessa disciplina delle acque di prima pioggia.

Nonostante questi accorgimenti, la costante crescita dei centri urbani continua a rendere le acque di seconda pioggia un serio problema per gli ambienti acquatici, sia dal punto di vista delle ingenti quantità d'acqua recapitate nei corpi ricettori, sia per il contenuto di inquinanti da esse trasportate (*Gromaire-Mertz et al.*, 2009; *Brezonik & Stadelmann*, 2002; *Davis & Birch*, 2009; *Wei et al.*, 2013). Infatti, la crescita dei centri urbani comporta non solo un proporzionale aumento delle superfici impermeabili, e quindi un maggior afflusso di acque meteoriche in fognatura, ma anche un maggior rilascio di inquinanti sul suolo e nell'aria dovuto alle attività antropiche: tra tutte, il traffico veicolare e la combustione di biomasse e/o combustibili fossili per il riscaldamento domestico.

A tal proposito, gli Autori hanno voluto procedere con una prima analisi del carico inquinante sversato nelle acque costiere della città di Bari a seguito di eventi meteorici. In particolare, prima di procedere con analisi di campo, si è ritenuto opportuno procedere ad una prima stima di detti carichi avvalendosi di metodologie già riportate in letteratura. Infatti, con l'obiettivo di individuare le migliori strategie atte alla riduzione del carico inquinante sversato nei corpi idrici in seguito ad un evento meteorico, la comunità scientifica ha proceduto con la stesura di alcuni criteri volti alla quantificazione di tali carichi.

Tra quelli disponibili, sono stati presi in esame tre criteri di stima: quello proposto dalla Regione Emilia Romagna (*ARPA-Emilia Romagna*, 2003), un secondo proposto dall'USEPA (*Field et al.*, 1977) ed, infine, un terzo criterio basato sui risultati di un'indagine sperimentale condotta sulla rete fognaria unitaria al servizio del bacino di Cascina Scala a Pavia (*Ciaponi et al.*, 2003).

2 METODI

2.1 Criterio della Regione Emilia Romagna

Nel 2002 la Regione Emilia Romagna insieme all'ARPA dell'Emilia Romagna (ARPA-Emilia Romagna, 2003) hanno proposto un metodo semplificato per la stima del carico inquinante annuo sversato nei corpi ricettori. In particolare, secondo questo criterio di stima, il carico annuale del generico contaminante i (CI_i) derivante da una superficie scolante urbana avente superficie impermeabile (A) superiore ai 4.9 ha è pari a:

$$CI_i = \Phi \cdot c_i \cdot P \cdot A \quad (1)$$

ove Φ , P e c_i rappresentano, rispettivamente, il coefficiente medio di afflusso, la piovosità media annua (mm anno^{-1}) e la massa media annua dell'inquinante i per ettaro urbano impermeabilizzato e per mm di pioggia caduta ($\text{kg ha}^{-1} \text{mm}^{-1}$). I valori di c_i , ottenuti per fognature miste e separate attraverso una parametrizzazione estrapolata da simulazioni svolte su alcuni bacini urbani sperimentali nella città di Bologna, sono riportati in Tabella 1.

2.2 Criterio dell'USEPA

Un altro criterio, elaborato ed impiegato negli Stati Uniti (Field *et al.*, 1977), è funzione dell'altezza di pioggia annuale, della densità abitativa, dell'uso del suolo (residenziale, commerciale, industriale e altro) e dell'efficienza della pulizia stradale. Tale metodo è rappresentato dalla seguente espressione:

$$M_i = \alpha(i, j) \cdot P \cdot f(D) \cdot \gamma \quad (2)$$

dove M_i è il carico annuale dell'inquinante i per unità di superficie del bacino che ha come uso j ($\text{kg ha}^{-1} \text{anno}^{-1}$), α rappresenta la quantità di inquinante i rilasciata da un bacino caratterizzato da un uso del suolo j per unità di superficie e per mm di pioggia ($\text{kg ha}^{-1} \text{mm}^{-1}$), P è la densità degli abitanti (abitanti ha^{-1}), γ è il coefficiente di efficienza della pulizia stradale ed $f(D)$ è una funzione della densità della popolazione (D), espressa in ab ha^{-1} , che dipende dal tipo di uso del suolo. In particolare, si pone γ uguale ad 1.0 se la pulizia delle strade avviene in intervalli di tempo della durata maggiore di venti giorni, altrimenti pari al numero di giorni che intercorre tra due operazioni di pulizia diviso 20. Per quanto riguarda $f(D)$, nel caso di un'area residenziale, come nel caso del comune di Bari, si pone pari a:

$$f(D) = 0.142 + 0.134 \cdot D^{0.54} \quad (3)$$

I valori di α per ogni inquinante i sono stati riportati in Tabella 1 considerando l'area presa in esame come una zona residenziale. Infine, moltiplicando M_i per la superficie impermeabile del bacino è possibile risalire al CI_i .

2.3 Criterio basato sull'indagine condotta sul bacino di Cascina Scala a Pavia

Questo metodo è basato sui dati di una ricerca che riguardava la qualità delle acque meteoriche in una fognatura unitaria nel bacino sperimentale di Cascina Scala (Pavia). Il bacino preso in esame, di tipo residenziale ed avente un'estensione di 11 ha, è stato oggetto di due campagne di acquisizione di dati delle acque defluenti in fognatura durante 14 eventi pluviometrici nel corso dei quali sono stati prelevati 162 campioni (Ciaponi *et al.*, 2002). Durante questa campagna sperimentale sono state misurate le concentrazioni medie degli inquinanti (C_i), espresse come kg del i -esimo inquinante per litro di pioggia e riportate in Tabella 1. Considerando un adeguato fattore di conversione è possibile stimare il carico annuale del generico contaminante, CI_i , attraverso la seguente relazione:

$$CI_i = 10^{-2} \cdot \Phi \cdot C_i \cdot P \cdot A \quad (4)$$

Contaminante	c_i (kg ha ⁻¹ mm ⁻¹)	$\alpha(i,j)^a$ (kg ha ⁻¹ mm ⁻¹)	C_i (mg L ⁻¹)
SS	0.958	2.97	502.3
BOD ₅	0.297	0.145	280.6
TN	0.032	0.0239	22.81
TP	0.010	0.00614	2.7

Tabella 1. Valori dei carichi inquinanti unitari dei tre criteri presi in esame. ^a I valori di $\alpha(i,j)$ sono riferiti ad un'area avente destinazione d'uso residenziale.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Come detto in precedenza, i tre criteri di stima sono stati applicati ad alcuni bacini della città metropolitana di Bari. In particolare, sono stati presi in considerazione i 25 bacini che sversano le acque di seconda pioggia presso il litorale cittadino (figura 1). Come si evince dal pannello (a) di Figura 1, il territorio preso in esame è quasi completamente coperto da strade e costruzioni prevalentemente destinate all'uso residenziale. Quest'osservazione permette di giustificare l'assunzione di un valore di Φ pari a 0.8.

Grazie ai dati degli annali idrologici forniti dalla Protezione Civile Puglia, si è determinato l'anno tipico, cioè l'anno i cui valori di giorni piovosi e di altezza di pioggia sono più simili all'anno medio. Considerando un periodo di riferimento dal 1997 al 2012, tale anno tipico è risultato il 2007, caratterizzato da un numero di giorni piovosi pari a 66 ed un'altezza totale annua di precipitazioni pari a 581 mm. I dati di piovosità del 2007 sono stati, quindi, utilizzati per l'applicazione dei criteri di stima indicati ed espressi in termini di BOD₅, solidi sospesi (SS), azoto totale (N) e fosforo totale (P).

A titolo esemplificativo, in Figura 2 vengono riportati i valori dei carichi inquinanti annuali ottenuti con i tre diversi criteri di stima applicati al bacino numero 2, in quanto il più esteso (284 ha) e, comunque, rappresentativo in termini di risultati degli altri 24 bacini presi in esame.

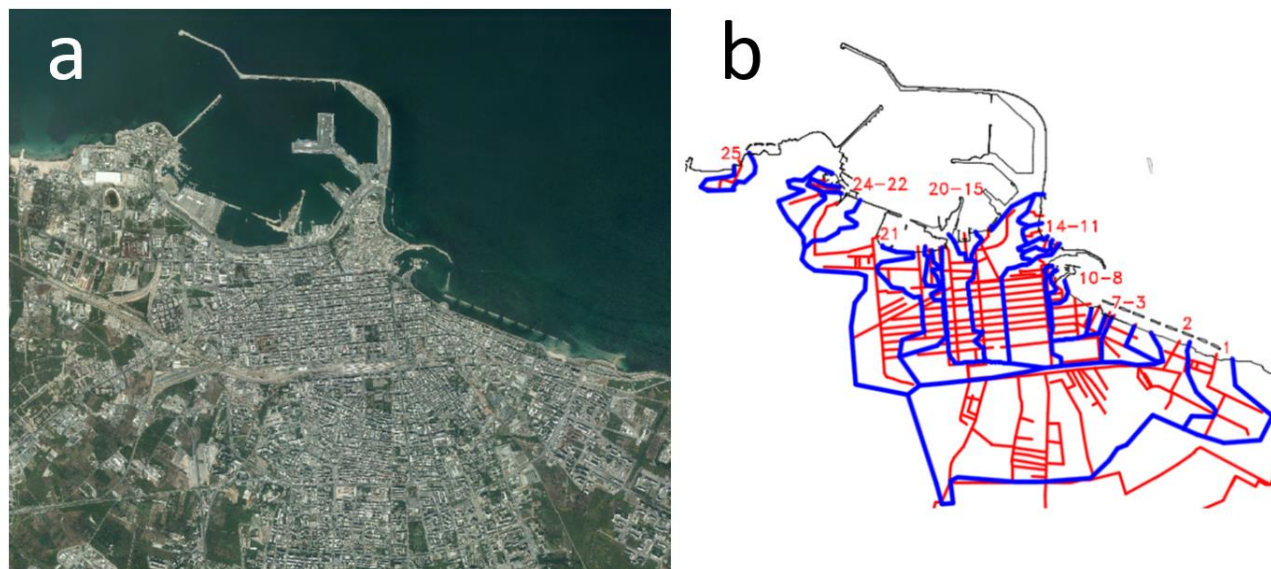


Figura 1. Caso di studio: nel pannello (a) è stata riportata un'immagine satellitare della città metropolitana di Bari, il pannello (b) illustrano i 25 bacini presi in considerazione (linee continue blu) e i collettori principali della rete fognaria cittadina (linee continue rosse)

In particolare, per l'applicazione del criterio dell'USEPA è stata considerata una densità pari a circa 1000 ab ha⁻¹ ed una frequenza di pulizia delle strade pari a 15 giorni. Come si evince dai risultati riportati in Figura 2, i tre criteri forniscono stime dei carichi inquinanti piuttosto differenti tra loro. Ad esempio, per quanto riguarda la stima di BOD₅ e di azoto totale, il criterio derivante dai risultati ottenuti da Ciaponi et al. (2002)

fornisce dei valori di circa un ordine di grandezza maggiori di quelli stimati con il metodo dell'Emilia Romagna. D'altro canto, i risultati forniti dai criteri dell'USEPA per azoto e BOD₅ sono in una posizione intermedia rispetto agli altri due criteri, ma nel caso della stima del carico di fosforo confermano quella del metodo derivante dai rilevamenti fatti sul bacino pavese. Discorso contrario per la stima dei solidi sospesi: in questo caso il metodo dell'USEPA fornisce una stima sui solidi sospesi decisamente maggiore di quella ottenuta con i metodi italiani.

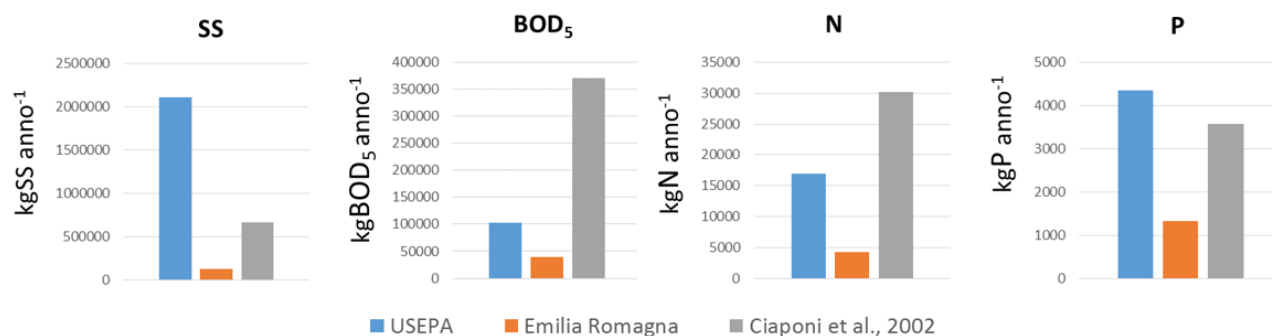


Figura 2. Risultati dei tre criteri di stima presi in esame ed applicati sul bacino 2 della città di Bari

4 CONCLUSIONI

L'aver ottenuto, per i tre criteri, risultati abbastanza discordanti tra loro porta ad evidenziare il loro aspetto critico: i tre criteri, basandosi su realtà territoriali locali diverse fra loro, non sono universali. I metodi basati sui due studi condotti in Italia, fanno riferimento a studi condotti sulla qualità delle acque sfiorate, ma non è stata condotta un'analisi statistica tra questi dati e le attività antropiche che possono avere un impatto sulle acque di seconda pioggia. Infatti, le discrepanze riscontrate possono essere dovute al fatto che il bacino pavese preso in esame presenta una realtà differente da quelle presente in Emilia Romagna e negli USA in termini di industrializzazione, densità abitativa e traffico veicolare. Inoltre, è importante sottolineare anche come la qualità delle acque di seconda pioggia presenta una forte variabilità funzione di dinamiche che non sono state prese in considerazione in nessuno dei tre metodi: accumulo e rimozione degli inquinanti sul bacino e nella rete di drenaggio e caratteristiche idrologiche del sito, come la stagionalità e la durata degli eventi meteorici. In conclusione, si può affermare che i dati attualmente disponibili costituiscono un'interessante banca-dati di riferimento. Tuttavia, le variegate tipologie urbanistiche, socio-economiche e le diverse caratteristiche climatico-pluviometriche delle realtà italiane e mondiali impongono ulteriori misure di campo al fine di formalizzare un criterio universale di stima del carico inquinante nelle acque di seconda pioggia. Infatti, perché uno di questi modelli possa essere utilizzato in una qualsiasi area del pianeta, è necessario procedere ad una ri-calibrazione sito-specifica dei coefficienti che compaiono nei metodi stessi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- ARPA-Emilia Romagna. Supporto tecnico alla Regione Emilia Romagna, alle Province ed alle Autorità di Bacino per l'elaborazione del piano regionale di tutela delle acque e piano territoriali di coordinamento provinciale, Maggio 2003.
- Brezonik, P.L. & Stadelmann, T.H. Analysis and predictive models of stormwater runoff volumes, loads, and pollutant concentrations from watersheds in the Twin Cities metropolitan area, Minnesota, USA, Water Research, 2002, 36, 174-1757.
- Ciaponi, C., Mutti, M. & Papiri, S. Storm Water Quality in the Cascina Scala (Pavia Italy) Experimental Catchment, 2nd International Conference. New Trends in Water and Environmental Engineering for Safety and Life: Eco-compatible Solutions for Aquatic Environments, Capri, Italia, 2002.
- Davis, B.S. & Birch, G.F. Catchment-wide assessment of the cost-effectiveness of stormwater remediation measures in urban areas, Environmental Science and Policy, 2009, 12(1), 84-91.
- Field, R., Tafury, A.N. & Masters, H.E. Urban runoff pollution control technology overview, United States Environmental Protection Agency, USEPA Series, 600/2-77-047, 1977.
- Gromaire-Mertz, M.C., Garnaud, S., Gonzales, A. & Chebb, C. Characterization of urban runoff pollution in Paris, Wat. Sci. Tech., 1999, 39(2), 1-8.
- Wei, Z., Simin, L. & Fengbing, T. Characterization of urban runoff pollution between dissolved and particulate phases, The Scientific World Journal, 2013, Article ID 964737.

COMPUTING THE ACTUAL WATER RENEWAL TIME OF NATURAL STRATIFIED LAKES

Marco Pilotti¹, Giulia Valerio¹, Stefano Simoncelli²

(1) Department of Civil Engineering, Architecture, Land, Environment and Mathematics (DICATAM), Università degli Studi di Brescia - Via Branze, 43, Brescia, Italy; (2) Department of Architecture & Civil Engineering, University of Bath, Bath, UK

KEY POINTS

- we present a simple non parametric model to estimate the age distribution of water within stratified natural lakes, taking into account fundamental aspects of its mass exchange and thermal evolution
- The model is presented as a system of ordinary differential equations, so that it can be easily applied to lakes where a minimum of limnological data are available
- The case of the deep oligomictic Lake Iseo is considered. The age distribution is used to compute the actual value of the water renewal time, $T_{37}=1.6T_0$ being T_0 the theoretical value of the water renewal time.

1. INTRODUCTION

A thorough understanding of lake hydrodynamics is fundamental for the comprehension of the dynamics of lentic systems and in this direction a first synthesis of the hydrodynamic complexity is provided by two probability distributions (e.g., *Bolin and Rodhe*, 1973), ψ and ϕ , that give the age of the particles in the lake and the age of the particles leaving the lake. On this basis some time scales can be introduced: the average age of particles in the lake

$$T_a = \int_0^{\infty} \tau \psi(\tau) d\tau \quad (1)$$

(where τ is the time elapsed since the particle entered the lake), and the residence time (or transit time), i.e. the average age of particles leaving the lake

$$T_t = \int_0^{\infty} \tau \phi(\tau) d\tau \quad (2)$$

It is also usual to introduce another integrative quantity (i.e., with no spatial dependence) known as water renewal time (or flushing time, turn-over time), T_0 of a lake

$$T_0 = \frac{V}{Q} \quad (3)$$

as the ratio between the volume of the lake, V , and the long-term time average discharge of water passing through the lake, Q . It is possible to show that in a lake that is stationary and perfectly mixed (i.e., a Continuous Stirred-Tank Reactor, CSTR), the two probability distributions ϕ and ψ are the same. In such a case it can also be shown that the probability densities must be exponential and $T_0 = T_a = T_t$ corresponds to the time taken by the initial water within the lake (called old water in the following) to be decreased by a factor $1/e$ (~ 0.37), so that it is also the time T_{37} after which 37% of the original water mass is still present in the lake. Apparently this result has legitimated the use of the simple water renewal time T_0 but the CSTR analogy completely disregards the complexity of stratified lakes. Accordingly, one may expect that in these situations T_0 simply provides the lower bound for T_t and T_a , partly depriving T_0 of its significance.

No simple procedure is available in the literature to provide a first order approximation of T_{37} for natural stratified lakes. An interesting idea in this direction was presented in the Italian literature by Tonolli (see *Pilotti et al.*, 2014b). This author verbally proposed a procedure to calculate the integrative distribution of the age of the ensemble of water parcels for a natural lake, taking into account the thermal stratification during the limnological year and the occurrence of partial circulation events at the end of winter. In this paper, a simple balance model to compute the actual water renewal time of a natural lake with an assigned

thermal structure (*Pilotti et al.*, 2014a) is presented and tested for lake Iseo. From this distribution, a refined value of the actual water renewal time can be computed. The approach also casts some insights on the effect of climate change on lake dynamics.

2. METHODS

An effective methodology to compute the actual water renewal time of a natural stratified lake must be simple and use data that are routinely measured in several lakes or that, as a first guess, could be evaluated on the basis of a limnological and hydrological similitude with other monitored lakes. In the following we shall couple a one dimensional mass balance of the water of the lake to dynamic information regarding its thermal stratification. Let us introduce the “old water” as the overall water within the lake at time $t=0$. In order to compute the concentration of the old water in the lake as a function of time, a mass balance of the old water during the years is made, using basic information regarding the lake morphology and dynamics: (1) the volume-depth curve, (2) the time series of the thermal profile of the lake and (3) the time series of the tributaries discharge and temperature.

To begin with, the limnological year is discretized into daily time steps and the lake is subdivided into n horizontal layers starting from the surface, each layer being of volume V_j and having homogeneous old water concentration C_j . The thickness of each layer does not change in time and should be chosen in an adaptive way. Let \mathbf{v} and \mathbf{c} be the vectors of the n values of V_j and C_j . At each time step two other vectors can be defined: 1) the vector \mathbf{q}^* , whose elements q_j^* reflect the layer of intrusion of the tributaries discharge; 2) the mixing vector, \mathbf{m} , whose elements m_j are either 1 or 0 depending on whether layer j belongs to the fully mixed layer or not during the considered time step. The vector \mathbf{m} reflects the current depth of the fully mixed layer and can be calculated on the basis of the available information: the easiest way is by using a vertical profile of temperature. The components of vector \mathbf{q}^* are computed taking into account the interflow and plunging flow dynamics of a river (*Pilotti et al.*, 2014c) on the basis of the method presented by Imberger in *Fischer et al.* (1979). It can be shown that the interflow process causes a water exchange between the target layer and the layers above. Whilst the volume of each layer does not change, the content of old water is affected by this process. The equation governing the mass conservation of old water for a layer j where intrusion of the tributary water is taking place can then be written in terms of old water concentration C_j , as:

$$\frac{dC_j}{dt} = \frac{1}{V_j} \left[\sum_{i=1}^{j-1} C_i \Delta Q_i - q_j^* C_j \right] \quad (4)$$

For the remaining layers the old water balance can be written as

$$\frac{dC_j}{dt} = \frac{q_j}{V_j} [-C_j + C_{j+1}] \quad (5)$$

where q_j is the volumetric discharge entering layer j from layer $(j+1)$, which is different from zero only if at the same time step a tributary intrusion is present below layer j ,

$$q_j = \begin{cases} 0 & \text{if no intrusion is present below layer } j \\ \sum_{i=0}^j \Delta Q_i & \text{otherwise} \end{cases} \quad (6)$$

Eq. (5) shows that, according to the model assumptions, the old water concentration does not vary below the intrusion depth, so providing a mechanism for trapping of water in deeper layers. If the inflowing water plunges to the deepest layer, this water may recirculate when the lake reaches thermal homogeneity and all the layers are mixed together. For each daily time step, Eq. (4) and (5) provide a homogeneous system of n linear differential equations

$$\dot{\mathbf{c}} = \mathbf{A} \mathbf{c} \quad (7)$$

where \mathbf{c} is the vector of old water concentration in the layers and \mathbf{A} is a sparse matrix. The system of Eq. (7) can be integrated in time using standard numerical techniques for ordinary differential equations. It might be

interesting to observe that in the case of intrusion with negligible entrainment, the linear system of Eq. (7) has a bi-diagonal structure that is amenable to an analytical solution, as proposed by *Pilotti et al.* (2014a).

In order to solve the system of Eq. (7), initial conditions must be given at the onset of each daily time step. These are provided by the \mathbf{q}^* and \mathbf{c} vectors. \mathbf{q}^* is computed on the basis of the lake thermal structure and of the tributary temperature and discharge, according to the algorithm presented above. The initial concentration vector, $\mathbf{c}(0)$, is $\mathbf{c} = \mathbf{i}$ (where \mathbf{i} is a vector of the same length of \mathbf{c} with all elements equal to 1) at the beginning of the simulation period, reflecting the condition that initially all the water within the lake is old water. For the following time steps, the initial condition is provided by the \mathbf{c} vector computed at the end of the step before by solving Eq. (7), only if the mixed layer has not changed. Otherwise, \mathbf{c} must be updated using the \mathbf{m} vector that reflects the observed mixed layer expansion. To explain this point, one has to consider that the mixed layer is a CSTR and when it grows the old water concentrations of the layers which make up the new mixed layer are averaged using the volume of the layer as a weight. To generalize this point, let us introduce the “X” symbol for an element-wise multiplication between each element of a generic vector with its corresponding element in another vector of equal length and let us use “.” for the ordinary dot product between two vectors and the superscript “T” for transpose. The old water concentration in the mixed layer can then be obtained as the average

$$c_M = \frac{\mathbf{c}^T \cdot (\mathbf{v} \mathbf{X} \mathbf{m})}{\mathbf{v}^T \cdot \mathbf{m}} \quad (8)$$

and the initial condition $\mathbf{c}(0)$ at the beginning of a new time step is

$$\mathbf{c}(0) = c_M \mathbf{m} + \mathbf{c} \mathbf{X} (\mathbf{i} - \mathbf{m}) \quad (9)$$

From the solution vector at the end of the time step, the old water concentration of the lake outflow C_1 (the lake outflow is fed by the first layer) as well as the lake average old water concentration C can be computed in a straightforward way as

$$C = \frac{\mathbf{c}^T \cdot \mathbf{v}}{\sum_{j=1}^n \mathbf{v}_j} \quad (10)$$

A sufficiently long time series of C provides the age distribution function of the water in the lake

$$C(t) = 1 - \int_0^t \psi(\tau) d\tau \quad (11)$$

from which one can obtain

$$-\frac{dC(t)}{dt} = \psi(t) \quad (12)$$

If the distribution ψ does not vary in time (e.g., because the underlying forcings are stochastic stationary processes), then it can be shown (e.g., *Bolin and Rodhe*, 1973) that ψ is related to the distribution of the age of particles leaving the reservoir ϕ by the equation

$$\phi(t) = -c \frac{d\psi(t)}{dt} \quad (13)$$

where c is a constant that can be obtained by the condition

$$\int_0^\infty \phi(\tau) d\tau = 1 \quad (14)$$

Accordingly, it is theoretically possible, through a double numerical differentiation, to obtain the density distribution of the age of the particles leaving the lake and the time scale defined in Eq. (2).

3. RESULTS AND CONCLUSIONS

The final result provided by the proposed algorithm is presented with reference to Lake Iseo, a lake monitored by our group of research (Pilotti *et al.*, 2013; Valerio *et al.*, 2012). By averaging a set of 35 different $C(t)$ series with different lengths under the hypothesis that the overall process is stationary, the average $C(t)$ curve was eventually obtained and is shown as a dotted line in Figure 1, along with its range of variation identified by \pm one standard deviation (shaded area). Assuming a normal distribution, about 68% of the stochastic process realizations lie within that range. The computed average value of T_{37} (that now we can properly call actual water renewal time) is 7.1 years, ($T_{37}/T_0 = 1.6$). In the same Figure also the average $C(t)$ curve computed without interflow is shown (dashed line). In this case $T_{37} = 10.7$ years and $T_{37}/T_0 = 2.4$. This confirms the importance of the interflow process to increase the mixing. In conclusion, this simple nonparametric model to estimate the age distribution of water within stratified natural lakes takes into account fundamental aspects of their mass exchange and thermal evolution. This distribution provides a straightforward way to compute T_{37} . The model is presented as a system of ordinary differential equations and can be easily applied to lakes where a minimum of limnological data are available, without the need of extensive meteorological data set and computational resources.

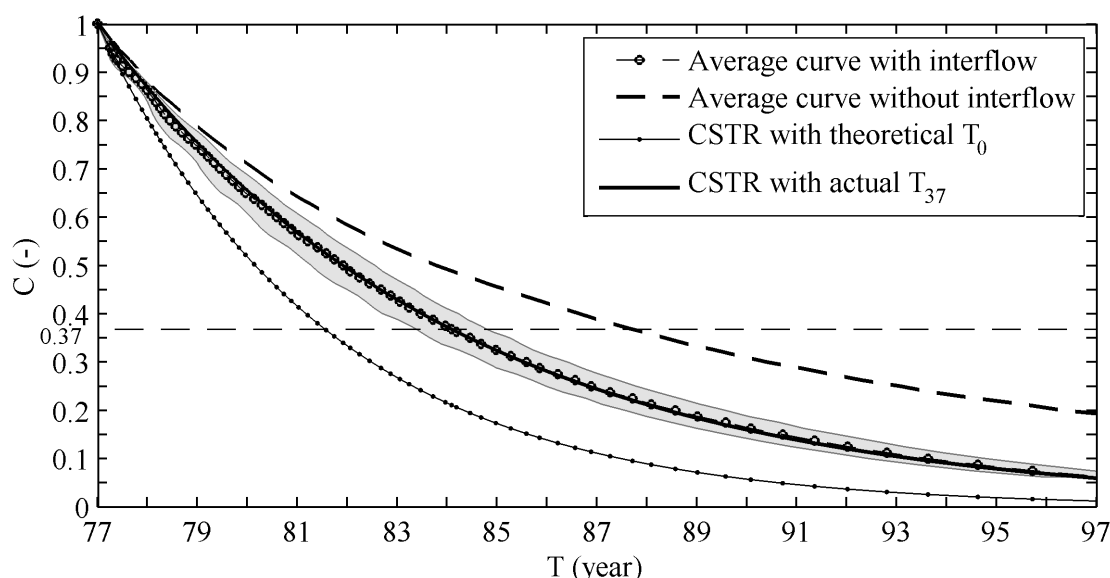


Figura 1. Average $C(t)$ curve obtained from a set of 35 different $C(t)$ series for the period 1977- 2011, computed with (dotted line) and without (dashed line) interflow. Around the dotted line also the range of variation of the different realizations, identified by \pm one standard deviation, is shown (shaded area). The lower line with dots is the exponential curve that can be obtained for a CSTR with $T_{37} = 4.5$ years. The solid line is the exponential curve that can be obtained with $T_{37} = 7.1$ years.

REFERENCES

- Bolin, B. & Rodhe, H. A Note on the concepts of age distribution and transit time in natural reservoirs. *Tellus*, 1973, 25: 58-62.
- Fischer, H.B, List, E.J.m Koh, R.C.Y., Imberger, J. & Brooks, N.H. *Mixing in Inland and Coastal Waters*, Academic Press, 1979.
- Pilotti, M., Valerio, G. & Leoni, B. Data Set For Hydrodynamic Lake Model Calibration: A Deep Pre-Alpine Case, *Water Resources Research*, 2003, 49, 7159–7163.
- Pilotti, M., Simoncelli, S. & Valerio, G. A simple approach to the evaluation of the actual water renewal time of natural stratified lakes, *Water Resources Research*, 2014(a), 50(4), 2830–2849.
- Pilotti, M., Simoncelli, S. & Valerio, G. Computing the transport time scales of a stratified lake on the basis of Tonolli's model, *J. Limnol.*, 2014(b), 73(3): 551-561.
- Pilotti, M., Valerio, G., Gregorini, L., Milanesi L. & Hogg C. Study of tributary inflows in Lake Iseo with a rotating physical model , *J. Limnol.*, 2014(c), 73(1), 131-145.
- Valerio, G., Pilotti, M., Marti, C.L. & Imberger, J. The structure of basin scale internal waves in a stratified lake in response to lake bathymetry and wind spatial and temporal distribution: Lake Iseo, Italy. *Limnology and Oceanography*, 2012, 57(3), 772-786.

IMPACT OF LANDSCAPE TOPOGRAPHY ON HYPORHEIC EXCHANGE AT BASIN SCALE

Fulvio Boano ¹, Alice Caruso ¹ & Luca Ridolfi ¹

(1) Department of Environment, Land, and Infrastructure Engineering, Politecnico di Torino, Torino, Italy

KEY POINTS

- The impact of groundwater fluxes on hyporheic exchange is analysed at basin scale.
- Groundwater upwelling along the river corridor is estimated and shows a strong spatial variability.
- The variability of groundwater flows induces a fragmentation of the hyporheic zone.

1 INTRODUCTION

The “hyporheic zone” is an active ecotone located in the sediments beneath and adjacent to the river, and represents a crucial zone where the exchange between surface water and groundwater occurs. The interaction between rivers and aquifers exercises a strong influence on the chemistry and the quality of both surface water and groundwater since it plays a significant role in solute transport and nutrient cycling (e.g. organic carbon, nitrate and phosphate), and contributes to the natural attenuation or removal of pollutants (Tonina and Buffington, 2009; Bardini et al., 2012; Sawyer, 2015).

The hyporheic processes are controlled and impacted by the complex surrounding aquifer since the groundwater flow system obstructs the penetration of stream water into the sediments and limits the extent of the hyporheic zone and the rate of the hyporheic fluxes (Boano et al, 2008; Boano et al, 2009; Fox et al., 2014; Trauth et al., 2013). The impact of large-scale stream-aquifer interactions on small-scale exchange has generally been analysed at local scales of a river reach, or even smaller. However, a complete comprehension of how hyporheic fluxes are affected by the groundwater system at watershed scale is still missing. Analysing this influence is useful in order to predict the consequences of hyporheic exchange on water quality and stream ecology.

In this work, we investigate how the geometrical complexity of the water table at watershed scale impacts on the spatial patterns of groundwater inflow fluxes in a river network. These groundwater fluxes in turn influence the hyporheic exchange since the size of the hyporheic zone is significantly constrained by the upwelling of groundwater. Therefore, our aim is to provide a deeper understanding of how hyporheic processes are influenced by the ambient groundwater flow, examining the impact of groundwater structure at basin scale on the hyporheic fluxes.

2 METHODS

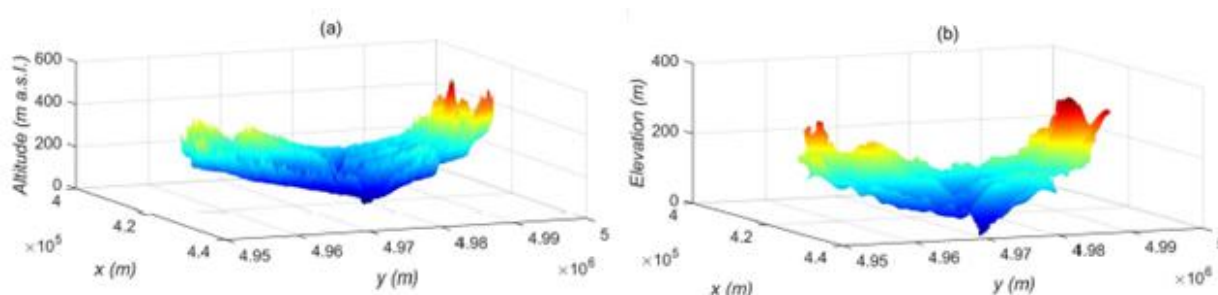


Figure 1. (a) Landscape topography of the study domain according to the digital elevation model (DEM) with resolution 50x50 m. (b) Representation of the water table obtained by the spectral method.

In order to investigate the influence of landscape topographic conformation on groundwater-surface water exchange, we consider a case in which the water table can be assumed as a plausible reproduction (a

smoothed version) of the topographic surface. In these conditions, the complexity of the water table is ascribable to the complexity of the landscape topography.

Groundwater flow is analysed under steady state conditions assuming that the groundwater surface is static and neglecting temporal variations. Under these conditions and considering a homogeneous and isotropic medium, the basic governing differential equation for groundwater flow is the Laplacian equation given by $\nabla^2 h = 0$, where h is the hydraulic head of the groundwater. For the case of a flow field subject to a sinusoidal pressure variation composed by a single harmonic or by a sum of harmonics, the solution of the subsurface flow field is analytically found.

In a two-dimensional case, an exact solution of the subsurface flow field can be obtained considering a sinusoidal head distribution applied over a flat bed that represented the top boundary of the aquifer (Elliott & Brooks, 1997). The two dimensional analytic solution can be extended to a three dimensional case decomposing the water table into a sum of harmonics each with different amplitude and frequency (Wörman et al., 2006). Since the Laplacian equation is linear, the overall solution can be calculated as sum of the individual solutions related to the single harmonics. In order to derive this solution, the landscape topography is decomposed in a Fourier series and is used to approximate the head distribution. This modelling approach allows us to consider a very wide range of spatial scale that characterises the surface water-groundwater exchange flow.

This modelling approach allows us to consider a very wide range of spatial scale that characterises the surface water-groundwater exchange flow. The potential of the multiscale spectral method is demonstrated by the analysis of a benchmark case study, the Borbore catchment, located in the Piedmont region. To represent the topography of the study area, we use a DEM with a resolution of 50 m (Figure 1a). Starting from the landscape representation, the water table is obtained by way of the spectral method and is shown in Figure 1b. The groundwater flow field over the whole domain is then calculated as $q = -K \nabla h$, where q is the Darcy velocity vector, and K is the hydraulic conductivity.

3 RESULTS & DISCUSSION

Once the groundwater flow field is derived, the groundwater velocity is estimated along the river corridor. The value of the vertical component of the groundwater velocity beneath the river bed is useful in order to quantify the impact of regional groundwater discharge on hyporheic exchange. This value is shown in Figure 2a and indicates whether the river is gaining (i.e., the groundwater drains into the river) or losing (i.e., the surface water contributes to the subsurface flow). Figure 2b represents the cumulative flux per unit channel width along the river, f_z , and shows that the net surface-subsurface exchange flux is positive, i.e., most of the river is in gaining conditions. However, there are also some reaches where the river recharges the aquifer, and that represent losing flow conditions. These different behaviours result from the interaction between the river and the adjacent water table.

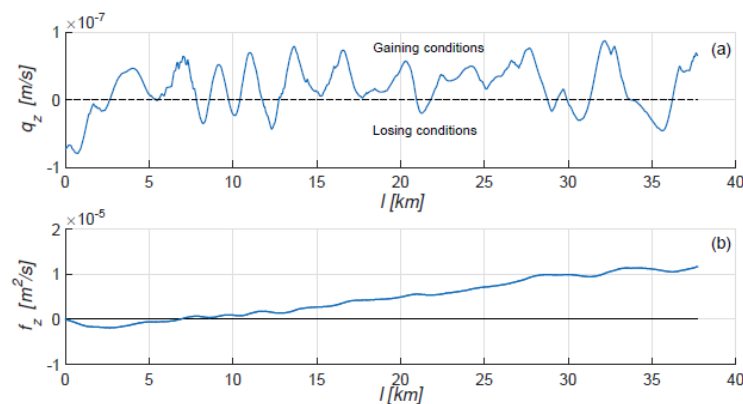


Figure 2. Vertical velocity of groundwater discharge q_z [m/s] (a) and cumulative flux for unit width f_z [m²/s] (b) as a function of the dimensional downstream distance l along the main river. Positive and negative values of vertical velocity indicate river gaining and losing conditions, respectively.

A statistical analysis of the spatial correlation of groundwater fluxes shows that the rate of groundwater discharge to the river network is strongly variable. This result indicates that the geometrical conformation of the water table influences the stream-aquifer interaction and induces a substantial spatial variability of the groundwater discharge even among adjacent reaches along the stream. Therefore, the complex geometrical structure of the water table is itself able to entail a strong spatial variability of upwelling along the river corridor and, consequently, of the confinement effect of the hyporheic zone.

Focusing on predicted hyporheic fluxes induced by bedforms, it is possible to evaluate the reduction of the size of hyporheic zone caused by groundwater upwelling as a function of the groundwater upwelling. Specifically, we evaluate the confinement effect induced by groundwater system on hyporheic for two representative river reaches (in upstream and downstream areas of the basin) in gaining conditions (Figure 4).

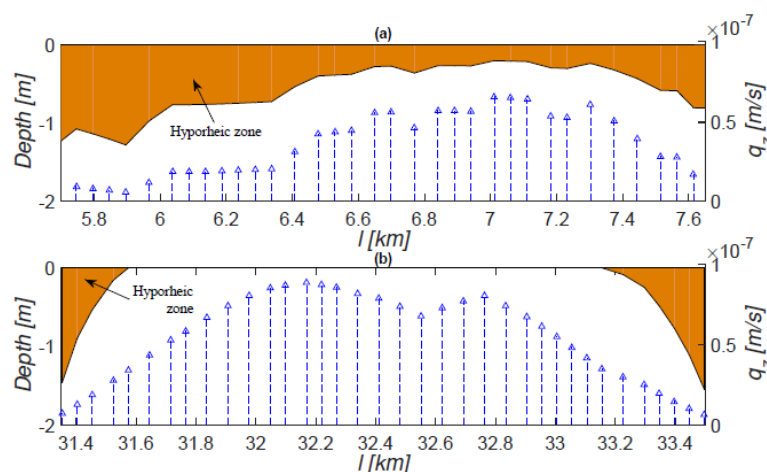


Figure 4: Hyporheic zone depth (left vertical axis) for (a) an upstream and (b) a downstream reach in gaining conditions. The arrows indicate the intensity of groundwater upwelling (right vertical axis).

It can be observed that the groundwater discharge induces a fragmentation of the hyporheic corridor. In fact, high upwelling velocities counteract the penetration of the river water in the streambed sediments, reducing the depth and, consequently, the intensity of hyporheic exchange and sometimes preventing the development of bedform induced flow. In fact, the flow from the stream to the hyporheic zone is totally suppressed when groundwater discharge is equal or higher than the velocity of the hyporheic flow and this happens in a large part of the downstream reach. Consequently, the vertical extent and the rate of hyporheic exchange are highly variable since reflect the variability of the groundwater upwelling. This variability in turn reflects on the amount and depth of solute exchange with the river, influencing the ecological and environmental state of the fluvial ecosystem.

4 CONCLUSIONS

The present study allowed us to evaluate the groundwater discharge to the river and to identify the origin of this groundwater. Different recharge areas in the basin can entail different physicochemical characteristics because of the effect of land-use type on soil properties, with a resulting effect on the chemical characteristics of the receiving surface water. Moreover, the high heterogeneity of groundwater discharge, induced by the geometrical complexity of the phreatic surface, affects the exchange of water and solutes between the river and the aquifer and, consequently, the biogeochemical processes occurring in the hyporheic zone. The proposed modelling framework represents, therefore, a useful contribute to analyse the consequences of hyporheic exchange on water quality and stream ecology at large watershed scales.

REFERENCES

- Bardini, L., Boano, F., Cardenas, M., Revelli, R., Ridolfi, L. Nutrient cycling in bedform induced hyporheic zones, *Geochimica et Cosmochimica Acta* 84, 2012, 47-61.
- Boano, F., Revelli, R., Ridolfi, L. Reduction of the hyporheic zone volume due to the stream-aquifer interaction, *Geophysical Research Letters*, 2008, 35 (9).
- Boano, F., Revelli, R., Ridolfi, L. Quantifying the impact of groundwater discharge on the surface-subsurface exchange, *Hydrological processes*, 2009, 23 (15), 2108-2116.
- Elliott, A. H., Brooks, N. H. Transfer of non sorbing solutes to a streambed with bed forms: Theory, *Water Resources Research*. 1997, 33 (1), 123-136.
- Fox, A., Boano, F., Arnon, S. Impact of losing and gaining stream flow conditions on hyporheic exchange fluxes induced by dune-shaped bed forms, *Water Resources Research*, 2014, 50 (3), 1895-1907.
- Tonina, D., Buffington, J. M., 2009. Hyporheic exchange in mountain rivers I: mechanics and environmental effects. *Geog. Compass*, 2009, 3 (3), 1063–1086.
- Trauth, N., Schmidt, C., Maier, U., Vieweg, M., Fleckenstein, J. H. Coupled 3-D stream flow and hyporheic flow model under varying stream and ambient groundwater flow conditions in a pool-riffle system, *Water Resources Research*, 2013, 49 (9), 5834-5850.
- Wörman, A., Packman, A. I., Marklund, L., Harvey, J. W., Stone, S. H. Exact three-dimensional spectral solution to surface-groundwater interactions with arbitrary surface topography, *Geophysical Research Letters*, 2006, 33 (7).

METALLI PESANTI IN TRACCE IN ACQUE DESTINATE AL RIUTILIZZO AGRICOLO: FATO, MOBILITÀ ED INTERAZIONI ALL'INTERFACCIA SUOLO - ACQUIFERO

Ludovico Pontoni¹, Eric Van Hullebusch², Massimiliano Fabbicino³, Giovanni Esposito¹ & Francesco Pirozzi³

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, Via De Biasio 43, 03043 Cassino (FR); (2) Laboratoire Geomateriaux et Environnement, Université Paris Est, UPEM, 77454 Marne-La-Vallée, France; (3) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli Studi di Napoli Federico II, Via Claudio 21, 80125 Napoli

ASPETTI CHIAVE

- *Le interazioni di Ni, Cd e Cu in tracce sono state valutate in termini di mobilità ed accumulo attraverso un suolo artificiale di composizione nota in cui il tenore di sostanza organica (SOM) è stato fatto variare in condizioni standard e ripetibili*
- *L'effetto della presenza di SOM sulla mobilità dei metalli è stato direttamente rilevato in quanto ad alte percentuali di SOM nel suolo corrisponde un minore accumulo di metalli, e, di conseguenza, maggiore rilascio nei percolati raccolti*
- *Tale dipendenza tra la mobilità metallica attraverso il mezzo poroso e il contenuto di sostanza organica nella colonna mostra una buona correlazione lineare*

1 PREMESSA

Negli ultimi decenni, in tutto il mondo, e soprattutto nelle regioni aride e semi-aride (Avnimelech, 1993), sono state sviluppate diverse strategie per far fronte alla penuria d'acqua, spesso aggravata dai cambiamenti climatici e dalla crescita della popolazione. Tali strategie sono state indirizzate principalmente al recupero delle acque reflue ed al susseguente riutilizzo a scopo agricolo, avvalendosi di impianti di depurazione sempre più avanzati. Tale approccio, pur presentando ovvii ed indiscutibili vantaggi, presenta anche alcuni inconvenienti, principalmente legati al potenziale impatto sul suolo ricevente e quindi sulle colture, provocato dalla bassa qualità dell'acqua riutilizzata. Tali problemi, reali o percepiti, sono generalmente attribuibili alla presenza sbilanciata di sali e nutrienti, così come di metalli pesanti, agenti patogeni, prodotti farmaceutici e/o interferenti endocrini (Toze, 2006). Laddove esistenti, le norme che regolano il riutilizzo a scopo irriguo delle acque reflue trattate hanno drasticamente ridotto il rischio legato ai contaminanti tradizionali.

Tuttavia, nuovi e più cogenti preoccupazioni sono attualmente rivolte ad una classe emergente di contaminanti organici e inorganici, non regolamentati dal punto di vista normativo e che hanno un comportamento non del tutto noto nell'ambiente, per cui potrebbero rappresentare un rischio per la salvaguardia della salute umana. Tali contaminanti sono generalmente indicati come contaminanti emergenti (CEC) (Bolong et al., 2009). Tra i CEC, rivestono un ruolo di primo piano i metalli pesanti (HMs), anche allorché presenti in concentrazioni inferiori agli standard normativi. Per essi, infatti, i possibili rischi per la salute umana non sono semplicemente da ascrivere alla mera concentrazione nell'acqua di irrigazione, ma piuttosto alla capacità del suolo e delle piante di trattenerli e di accumularli, che influenza in maniera anche imprevedibile il loro fato. I meccanismi di mobilità ed accumulo nei suoli sono, infatti, molto eterogenei, complessi e fortemente connessi a: *i)* la natura chimico-fisica del suolo; *ii)* la capacità di ritenzione idrica del suolo; *iii)* le caratteristiche di trasmissione del fluido (Mingorance et al., 2007).

In quest'ottica, la composizione del suolo ha un ruolo fondamentale nelle complesse dinamiche che regolano la mobilità dei metalli attraverso i diversi strati che lo compongono. In particolare, il contenuto di materia organica nel suolo (SOM) è considerato un fattore cruciale, in grado di influenzare notevolmente la ritenzione e il trasporto di HMs e di altri microinquinanti. In aggiunta a ciò, è possibile valutare che i contaminanti non sono semplicemente in equilibrio tra una fase solida immobile e una fase acquosa mobile. Colloidi e nanoparticelle agiscono come una terza fase solida mobile che migra a velocità inferiori, simile o addirittura superiore alla fase acquosa (Hofmann & Von der Kammer, 2009). Anche se diversi studi hanno indagato la migrazione dei metalli ed il loro adsorbimento nel suolo, scarsa (Grybos et al., 2007; Linde et al.,

2007; Moreno-Jiménez et al., 2011; Yu & Li, 2012) o nessuna attenzione è stata posta, finora, al comportamento dei HMs in tracce, vale a dire alle situazioni nelle quali gli stessi sono contenuti nelle acque in tenori inferiori ai limiti allo scarico stabiliti dalla normativa sul riutilizzo delle acque reflue in agricoltura.

Partendo da queste considerazioni, nel presente lavoro sono presentati alcuni risultati relativi all'accumulo nel suolo di Cd, Cu e Ni causato da irrigazione con acque reflue trattate. All'uopo, sono stati utilizzati suoli costituiti artificialmente, preparati a partire (Wilhelm & Maibach, 2008) dalle indicazioni dell'Organizzazione per la cooperazione e lo sviluppo economico (OCSE). In particolare, il suolo artificiale proposto dall'OCSE è stato modificato nel suo contenuto di sostanza organica, in modo da poter valutare gli effetti della diversa composizione del suolo sulla mobilità e sull'accumulo dei tre metalli oggetto di studio.

2 MATERIALI E METODI

Lo studio sperimentale è stato condotto alla scala di laboratorio, utilizzando, come detto, terreni artificiali di composizione nota, preparati a partire dalla “ricetta” contenuta nelle linee guida OCSE. Quest'ultima è stata messa a punto allo scopo di testare la eco-tossicità di prodotti chimici organici e inorganici ed il terreno risultante è ampiamente usato nella sperimentazione su campioni solidi complessi (Joško & Oleszczuk, 2013). Tale terreno di riferimento è così composto: caolinite, 20%; sabbia di quarzo, 74%; CaCO_3 , 1 %; torba di sfagno, 5%. Come la stessa OECD indica, la capacità di trattenere o rilasciare contaminanti è correlata alla quantità di sostanza organica (torba) contenuta nel terreno (Wilhelm & Maibach, 2008).

Le prove in laboratorio sono state condotte facendo variare il contenuto di torba nel terreno, utilizzando le seguenti relative percentuali (in peso): 2,5 %; 5,0 %; 7,5 %; 10 %. Allo stesso tempo, è stato mantenuto costante il contenuto di caolinite. I quattro terreni così ottenuti sono stati irrigati con un'acqua preparata sinteticamente e contenente le seguenti concentrazioni dei tre HMs sopra indicati (frequentemente riscontrati, in traccia, negli effluenti dagli impianti di depurazione): Cd, 0,0025 mg/L; Cu, 0,5 mg/L; Ni, 0,15 mg/L. Le concentrazioni dei metalli sono state scelte ben al di sotto dei valori soglia suggeriti dalla FAO nelle linee guida di qualità delle acque per uso agricolo (Pescod, 1992). Nella fattispecie, è stata utilizzata una concentrazione pari alla metà di quella adottata come limite massimo nella normativa italiana sul riutilizzo a scopo agricolo dei reflui (DM 185/2003).

Il suolo è stato impaccato in colonne in polipropilene di 5 cm di lunghezza, attraverso le quali è stata fatta percolare la soluzione influente precedentemente descritta. La prova è durata 35 giorni, al termine dei quali sia i suoli, suddivisi in 5 strati da 1 cm cadauno, che i percolati, raccolti giornalmente, sono stati caratterizzati. Le misure dei metalli sono state effettuate mediante spettroscopia ad assorbimento atomico (AAS). In dettaglio, Ni, Cu e Pb contenuti nel terreno sono stati misurati per atomizzazione in fiamma (F-AAS), mentre le concentrazioni in tracce (Cd nel suolo, Ni, Cu, Cd nei percolati) sono state misurate per atomizzazione in fornello di grafite (GF-AAS). Allo scopo, sono stati utilizzati due spettrofotometri: AVANTA (GBC, Australia) e SPECTRAA (Varian, USA). La digestione acida è stata effettuata utilizzando una miscela reagente 9:1 - $\text{HNO}_3:\text{H}_2\text{O}_2$.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Al variare della percentuale di SOM nel terreno è stata osservata, in primo luogo, una variazione della relativa permeabilità, testimoniata dal volume di percolato raccolto alla fine dell'esperimento (Figura 1).

Evidentemente, la maggiore quantità di torba ha reso le colonne più permeabili. Risultati simili sono spesso incontrati in letteratura, in quanto l'infiltrazione dell'acqua può essere migliorata dalla presenza di materia organica e attività microbiologica (Davis & Wilson, 2000; MacRae & Mehuys, 1985). Tale risultato implica che la colonna contenente maggiore sostanza organica (10 %) è stata a contatto con una maggior quantità di HMs, essendo la quantità totale di acqua infiltrata superiore di circa il 30 % rispetto alla colonna contenente il 2,5 % di torba. Inoltre, essendo la capacità di adsorbimento massima più elevata per la torba (14,6 mgCu/g e 13,44 mgNi/g) rispetto alla caolinite (4,3 mgCu/g e 6,5 mgNi/g), sarebbe stato ragionevole attendersi una maggiore contaminazione del terreno a più elevato tenore di sostanza organica. I dati ottenuti, mostrati in Figura 2, contraddicono tale assunto, mostrando piuttosto un comportamento opposto per tutti i

metalli testati.

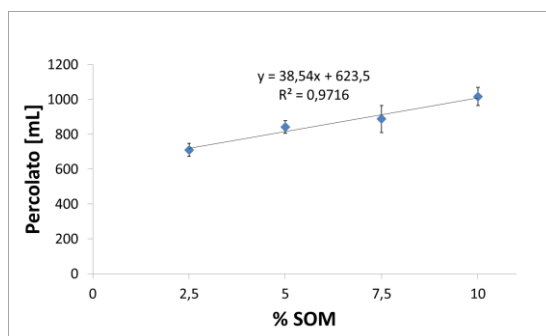


Figura 1. Volume totale di percolato raccolto al termine degli esperimenti all'aumentare della SOM% nel terreno.

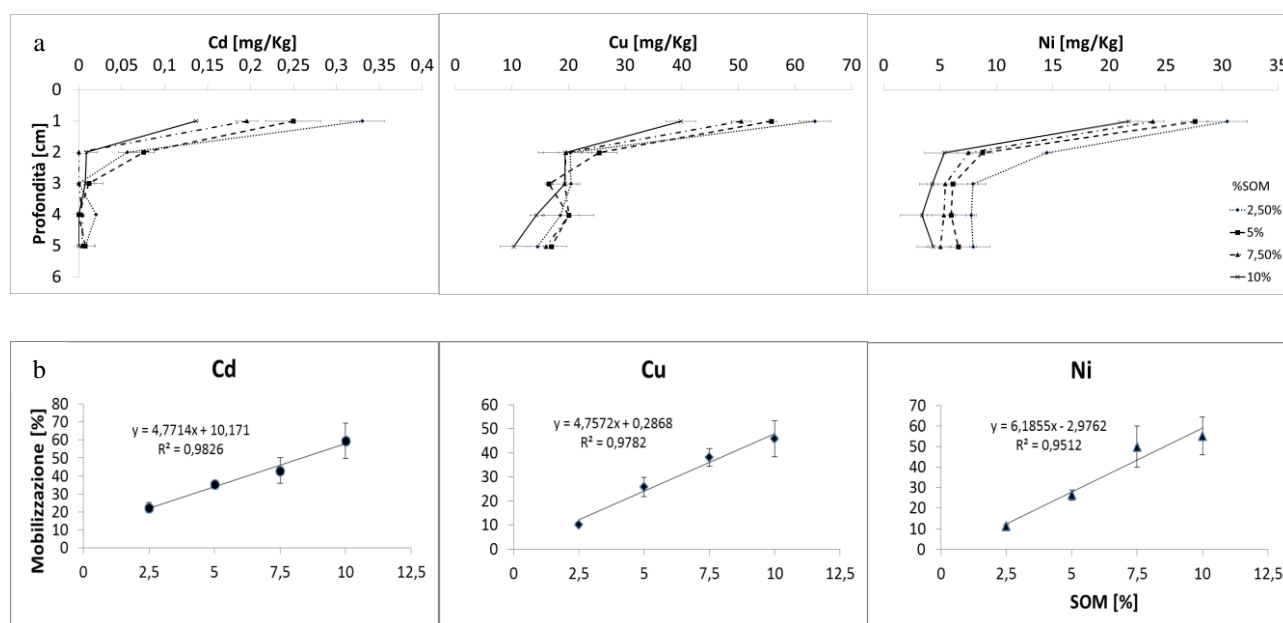


Figura 2. a) Concentrazione di Ni, Cd, Cu nel terreno all'aumentare del contenuto in SOM. b) Correlazione lineare tra mobilitazione dei metalli e contenuto di SOM nel suolo.

L'accumulo di contaminanti, sostanzialmente avvenuto esclusivamente nello strato superiore del terreno, è quindi in proporzione inversa rispetto al contenuto di SOM. La contaminazione più alta si è raggiunta al 2,5 % di torba (30,4 mg/kg di Ni, 0,33 mg/kg di Cd e 63,5 mg/kg di Cu) mentre la più bassa è stata osservata al 10 % di SOM (21,7, 0,14 e 39,9 mg/Kg per Ni, Cd, Cu, rispettivamente). Si può quindi notare come all'aumentare della percentuale di torba all'interno del terreno aumenti la mobilità dei tre inquinanti monitorati. Si evince, infatti, che al crescere della percentuale di torba diminuisca la concentrazione di metallo nel primo centimetro mentre aumenti la percentuale riscontrata nel percolato (Figura 2b). È evidente come l'aumento di sostanza organica comporti per il suolo una differente interazione con i contaminanti; in particolare, è completamente differente la mobilità degli inquinanti che molto probabilmente vengono trasportati attraverso il suolo, e quindi fin nel percolato, da leganti organici (probabilmente) di natura colloidale che, una volta generatisi a partire dalla matrice immobile del suolo, mostrano ottima mobilità attraverso gli strati di suolo e buona affinità con i cationi studiati.

La Figura 2b mostra la percentuale di metallo rilasciato nel percolato all'aumentare del contenuto in SOM. Come si può facilmente osservare, c'è un'ottima correlazione tra le due serie di dati per tutti i metalli considerati, indicando che il contenuto in SOM gioca un ruolo primario nella definizione dei coefficienti di mobilità dei metalli in tracce. Inoltre, considerando che l'intercetta delle curve è prossima al valore zero, è ragionevole supporre che l'interazione con la materia organica sia l'unico parametro che definisce le

dinamiche metalliche nelle condizioni testate. Per tutte le prove il coefficiente angolare mostra valori molto prossimi, soprattutto per Cd e Cu, per cui si può ritenere che la mobilitazione avvenga seguendo il medesimo meccanismo di trasporto attraverso il suolo. Non sono state osservate evidenze di selettività, né competizione tra gli ioni.

4 CONCLUSIONI

Un fenomeno di micro-contaminazione è stato riprodotto e studiato alla scala di laboratorio, simulando l'irrigazione di un terreno artificiale con una soluzione acquosa sintetica contenente tre metalli pesanti (HMs) in tracce. Per valutare le dinamiche di accumulo dei microinquinanti nonché la migrazione a valle del suolo in funzione delle caratteristiche proprie del suolo oggetto di studio, il tenore di materia organica del suolo è stato fatto variare a parità di acqua di irrigazione. L'accumulo dei contaminanti indagati è stato osservato principalmente nello strato superiore (≤ 1 cm) del terreno irrigato. Ciò è stato attribuito alla elevata capacità di ritenzione del suolo rispetto alle basse concentrazioni di HMs nella fase acquosa. La mobilità è risultata essere direttamente proporzionale alla sostanza organica (SOM). Ciò indica che il trasferimento degli inquinanti nel complesso sistema acqua/soilo non solo è correlato alla concentrazione di contaminanti nelle acque di irrigazione, ma anche alle proprietà chimico-fisiche del terreno (ovvero tenore di SOM).

5 RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare la Commissione europea per il sostegno finanziario fornito attraverso il programma Erasmus Mundus Joint Doctorate ETecoS3 (Environmental Technologies for Contaminated Solids, Soils and Sediments) nell'ambito della convenzione di sovvenzione FPA n ° 2010-0009. Questa ricerca è inoltre, parimenti svolta nell'ambito del progetto "Contaminanti emergenti in acque e suoli: dalla sorgente all'ambiente marino", finanziato dal Ministero dell'Istruzione, dell'Università e della Ricerca (MIUR) nell'ambito dei programmi di ricerca di interesse nazionale italiana (PRIN) 2010-2011.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Avnimelech, Y. Irrigation with sewage effluents: the Israeli experience. *Environmental Science & Technology*, 1993, 27(7), 1278-1281.
- Toze, S. Reuse of effluent water—benefits and risks. *Agricultural Water Management*, 2006, 80(1), 147-159.
- Bolong, N., Ismail, A., Salim, M.R., Matsuura, T. A review of the effects of emerging contaminants in wastewater and options for their removal. *Desalination*, 2009, 239(1), 229-246.
- Mingorance, M., Gálvez, J.F., Pena, A., Barahona, E. Laboratory methodology to approach soil water transport in the presence of surfactants. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, 2007, 306(1), 75-82.
- Hofmann, T., Von der Kammer, F. Estimating the relevance of engineered carbonaceous nanoparticle facilitated transport of hydrophobic organic contaminants in porous media. *Environmental Pollution*, 2009, 157(4), 1117-1126.
- Grybos, M., Davranche, M., Gruau, G., Petitjean, P. Is trace metal release in wetland soils controlled by organic matter mobility or Fe-oxyhydroxides reduction? *Journal of Colloid and Interface Science*, 2007, 314(2), 490-501.
- Linde, M., Öborn, I., Gustafsson, J.P. Effects of changed soil conditions on the mobility of trace metals in moderately contaminated urban soils. *Water, Air, and Soil Pollution*, 2007, 183(1-4), 69-83.
- Moreno-Jiménez, E., Beesley, L., Lepp, N.W., Dickinson, N.M., Hartley, W., Clemente, R. Field sampling of soil pore water to evaluate trace element mobility and associated environmental risk. *Environmental Pollution*, 2011, 159(10), 3078-3085.
- Yu, S., Li, X.-d. The mobility, bioavailability, and human bioaccessibility of trace metals in urban soils of Hong Kong. *Applied Geochemistry*, 2012, 27(5), 995-1004.
- Wilhelm, K.-P., Maibach, H.I. *OECD guidelines for testing chemicals. Dermatoxicology*, 7th edn. CRC Press, Boca Raton, 2008, 303-305.
- Joško, I., Oleszczuk, P. Influence of soil type and environmental conditions on ZnO, TiO₂ and Ni nanoparticles phytotoxicity. *Chemosphere*, 2013, 92(1), 91-99.
- Pescod, M. *Wastewater treatment and use in agriculture - FAO irrigation and drainage paper 47* (Eds.) F.A.O. UNITED, NATIONS. Rome.1992.
- Davis, J.G., Wilson, C.R. *Choosing a soil amendment*. Colorado State University Cooperative Extension. 2000.
- MacRae, R., Mehuys, G. The effect of green manuring on the physical properties of temperate-area soils. in: *Advances in soil science*, Springer, pp. 71-94. 1985.

SALVAGUARDIA DELLE ACQUE SUPERFICIALI A LIVELLO DI BACINO: IL CASO STUDIO DEL TORRENTE OREMO (BI)

Luciano Masciocco, Roberto Ajassa, Caterina Caviglia, Enrico Destefanis, Matteo Narcetti

Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli Studi di Torino, via Valperga Caluso 35, 10125 Torino

ASPETTI CHIAVE

- Le acque superficiali hanno rivelato un'ottima qualità di base e idoneità a qualsiasi uso, dovute alla minima solubilità delle rocce metamorfiche e plutoniche presenti nel bacino
- Lo scarico del depuratore della città di Biella in un rio rende parte del reticolo idrografico a stato ambientale compromesso rispetto all'attuale normativa sulla qualità dei corpi idrici superficiali
- Viene evidenziata la mancanza nella normativa di un adeguato rapporto tra concentrazioni e portate degli scarichi e concentrazioni e portate dei corpi idrici recettori e vengono proposte soluzioni

1 INTRODUZIONE

Il presente studio riguarda l'analisi della qualità ambientale delle acque superficiali del bacino del torrente Oremo, in provincia di Biella (Figura 1), in base agli standard di qualità ambientale definiti dalla Direttiva Quadro Europea 2000/60/CE (Unione Europea, 2000) e dalla più recente Direttiva Europea 2008/105/CE (Unione Europea, 2008) - recepita dalla normativa italiana D.M. 260/2010 (Ministero dell'Ambiente, 2010) - secondo cui lo stato chimico di un corpo idrico è definito da parametri generali (alcalinità, conducibilità elettrolitica, azoto ammoniacale, nitrati, nitriti e solfati) e da altri parametri più specifici, quali la concentrazione di metalli pesanti, composti organici, pesticidi e altri contaminanti. Questi sono applicati nella determinazione degli standard di qualità ambientale e per la classificazione di un corpo idrico come "buono/non buono".

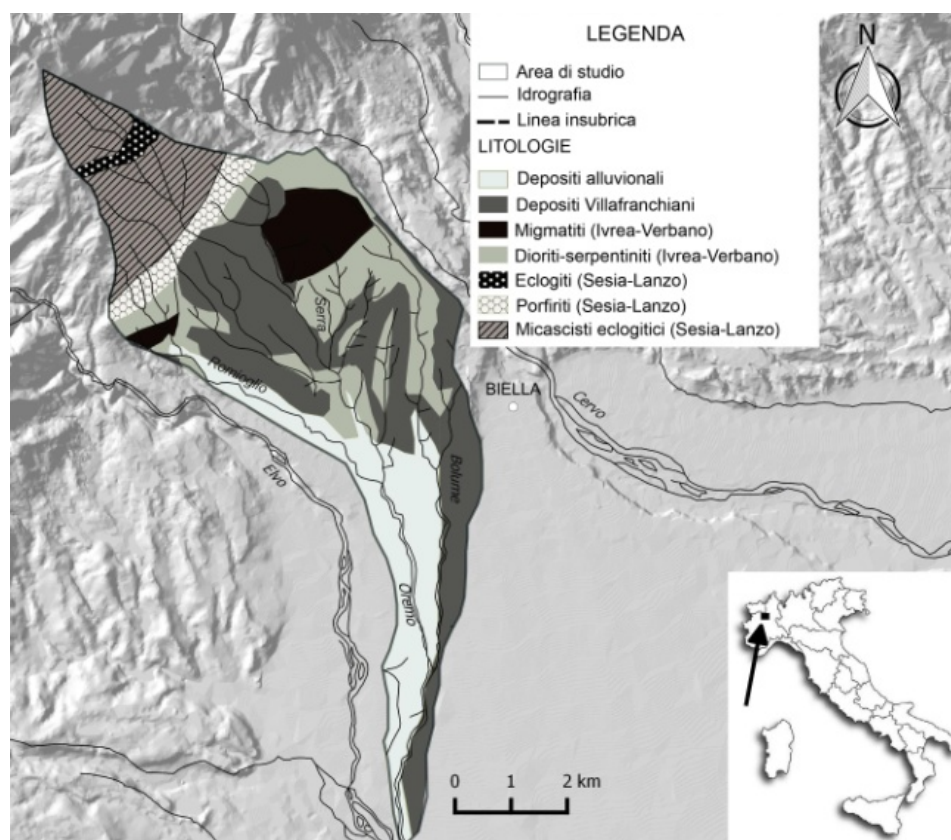


Figura 1. A) Inquadramento geografico e litologico dell'area di studio.

Il bacino del T. Oremo, affluente di sinistra della valle dell'Elvo, ha un'area di circa 30 km², si trova nel settore nord occidentale d'Italia, in Piemonte, tra le Alpi e la pianura. Oltre l'Oremo, il reticolato idrografico comprende i due affluenti principali, i torrenti Romioglio e Bolome, e altri affluenti minori, i rii Vandorba, Serra e Ponteggia. Le acque superficiali rappresentano la principale risorsa idrica dell'area (per l'uso agricolo e industriale) in quanto le acque sotterranee sono piuttosto scarse, data la ridotta permeabilità delle rocce metamorfiche e plutoniche che costituiscono il bacino (Figura 1), riferibili al Dominio strutturale Sudalpino (Zona Ivrea-Verbanò) e Austroalpino (Zona Sesia-Lanzo e Plutone del Cervo). Relativamente all'uso del suolo, gran parte del settore settentrionale dell'area di studio è occupato da aree agricole, prati e zone boschive mentre in quello meridionale, più pianeggiante, si ritrovano anche aree industriali e urbane specialmente nei pressi della città di Biella, ancora oggi importante centro industriale tessile.

2 MATERIALI E METODI

Per la valutazione della qualità delle acque, sono state condotte due campagne di campionamento, una nel novembre 2013, l'altra nel giugno 2014, su 22 punti distribuiti omogeneamente nel reticolo idrografico del T. Oremo (Figura 2 e 3). Le acque campionate sono state sottoposte ad analisi presso i laboratori di Idrochimica del Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Torino, dove sono stati determinati i seguenti parametri: pH, conducibilità elettrolitica, ioni maggiori (Ca²⁺, Mg²⁺, Na⁺, K⁺, Cl⁻, HCO₃⁻+CO₃²⁻, SO₄²⁻) e, in aggiunta, NH₄⁺, NO₃⁻, NO₂⁻, PO₄³⁻, Br⁻ e F⁻. Inoltre, nel periodo aprile-maggio 2014, sulla base dei risultati analitici della prima campagna, sono state eseguite quattro campagne di misura sul terreno (pH e conducibilità elettrolitica) nel settore di valle del bacino.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Le acque superficiali del bacino in esame sono state classificate in base parametri analizzati. La maggior parte delle acque appartiene alla *facies* idrochimica bicarbonato-alcalino-terrosa. Poiché la litologia prevalente nel bacino è rappresentata da rocce silicatiche poco solubili, la qualità di base delle acque è risultata ottima per tutti gli usi, con conducibilità al di sotto di 150 µS/cm. Purtroppo si è riscontrato un peggioramento nelle acque del reticolato idrografico a partire dal settore terminale di un affluente di sinistra del T. Oremo, il Rio Bolome, dovuta allo scarico in esso del depuratore della Città di Biella. Nei campioni a valle, infatti, le conducibilità raddoppiano o triplicano per i contenuti maggiori in cloruri, solfati, nitrati. I campioni ORE 9, ORE 10, e BOL 5 (indicati in Figura 2 in rosso) presentano concentrazioni di ione Na⁺, K⁺, NH₄⁺, Cl⁻, NO₃⁻, SO₄²⁻, NO₂⁻, PO₄³⁻, e F⁻ maggiori di tutti gli altri campioni, oltre che valori di conducibilità più elevati (circa 300 µS/cm a differenza dei restanti campioni che hanno conducibilità inferiori a 200 µS/cm). Il pH misurato ha valori piuttosto omogenei per tutti i campioni del bacino. Soltanto il campione ROM 1, proveniente dal Torrente Romioglio, mostra valori di NH₄⁺, NO₂⁻, PO₄³⁻ leggermente più elevati rispetto agli altri campioni del settore a monte del bacino, probabilmente per la presenza di un vicino scarico civile, che però non compromette la qualità delle acque del bacino, in quanto di modesta portata.

Nelle analisi di aprile-maggio 2014, relative alle sole misure di pH e di conducibilità elettrolitica, si riscontra corrispondenza con le analisi complete: i campioni dei torrenti Oremo e Romioglio mostrano un cambiamento nei valori di pH e conducibilità appena dopo la confluenza con il Torrente Bolome, nella zona a valle del bacino. Da questo punto in poi si verifica il cambiamento di composizione chimica delle acque, da bicarbonato-alcalino-terrosa a cloruro-alcalina. Le misure dirette effettuate sul Torrente Bolome hanno permesso la determinazione del punto in cui si verifica il cambiamento di conducibilità, alla confluenza con lo scarico del depuratore nel torrente: infatti, a monte dello scarico, le conducibilità del torrente mostrano valori di 119-122 µS/cm; i valori di conducibilità dello scarico sono abbastanza variabili, da 438 µS/cm a 985 µS/cm; a valle invece, il torrente ha valori di conducibilità variabili tra 345 and 935 µS/cm. Al momento delle misure in campo, le acque di scarico apparivano di colore blastro, e lo stesso colore caratterizzava, da quel tratto in poi, le acque del T. Bolome e, seppure con diluzioni maggiori, anche quelle del T. Oremo. In corrispondenza dello scarico inoltre, si avvertiva un odore molto intenso e acido. Cambiamenti nel colore delle acque e moria di pesci sono stati notati sia nell'Oremo che nei suoi affluenti, Romioglio e Bolome, anche dove le analisi non hanno rilevato valori chimici anomali.

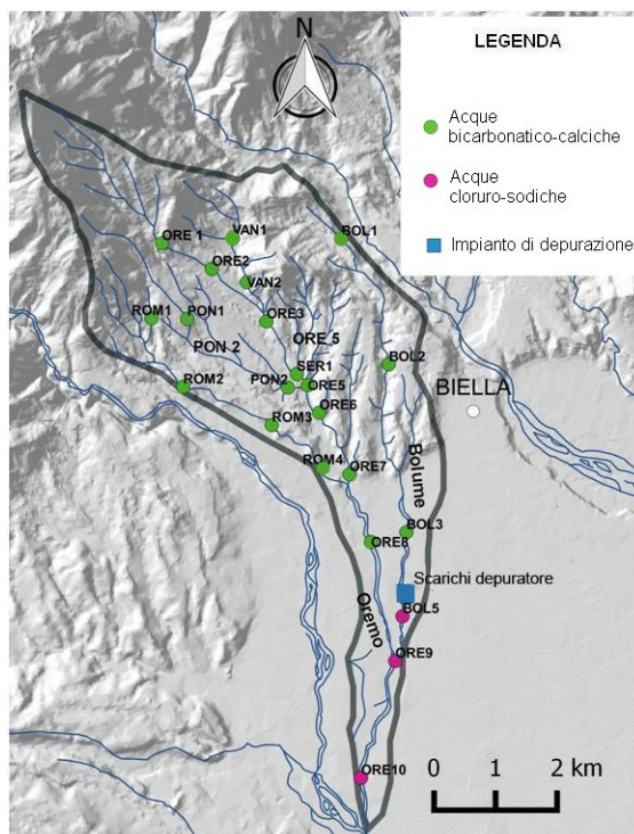


Figura 2. Ubicazione dei punti di campionamento e *facies* idrochimiche delle acque analizzate. In verde i punti a monte del bacino, con acque a *facies* bicarbonato-calcica e bassa conducibilità elettrolitica; in rosso i punti che, ubicati a valle dello scarico del depuratore, assumono una *facies* cloruro-sodica e conducibilità elettrolitica più elevata.

Alla luce di quanto emerso dalle campagne di indagine e per una valutazione dello stato qualitativo delle acque ai sensi del D.M. 260/2010, si sono consultate le relazioni sulla qualità dei corpi idrici della provincia di Biella (Arpa Piemonte, 2012; 2013; 2014; 2015). Dal primo di questi *report* si apprende che la rete di monitoraggio provinciale nel 2011 comprendeva 3 punti situati sul Torrente Bolume (denominati nel presente lavoro Arpa 1, sulla testata, Arpa 2, a monte del depuratore, Arpa 3, a valle del depuratore) e uno (Arpa 4) alla chiusura del bacino del Torrente Oremo (Figura 3). Tra i vari indici qualitativi, si è preso in considerazione l'indice LIM (Livello di Inquinamento espresso dai Macrodescrittori), determinato dai punteggi attribuiti ai singoli parametri macrodescrittori (azoto ammoniacale, azoto nitrico, valore percentuale di ossigeno di saturazione, BOD₅, COD, Fosforo Totale ed Escherichia Coli). Il punteggio del parametro corrisponde ad un livello che varia da 1 a 5, determinato dal valore del 75° percentile delle concentrazioni rilevate nel periodo di riferimento, con un progressivo peggioramento dello stato ecologico e ambientale da 1 a 5. La situazione del triennio di monitoraggio 2009-2011 è quella illustrata in figura 3, che mostra un indice LIM pari a 2, con uno stato ambientale buono, per i punti Arpa 1 e Arpa 2, rispettivamente alla testata del bacino e a monte del depuratore; un indice LIM pari a 3 per il punto Arpa 4 alla chiusura del bacino, sul Torrente Oremo, con uno stato ambientale “a rischio” e un indice LIM uguale a 4 per il punto Arpa 3 sul Torrente Bolume, nel punto a valle del depuratore, con uno stato ambientale “compromesso”. La nuova rete di monitoraggio per il triennio 2012-2014, in ragione dei cambiamenti introdotti dalla WFD 2000/60/CE, ha previsto una riduzione della consistenza della rete di monitoraggio regionale, eliminando alcuni punti di monte che avevano già raggiunto gli obiettivi di qualità o punti immediatamente a valle di forti pressioni (depuratori consorziali), escludendo, come in questo caso, i punti “Arpa 1”, “Arpa 2” e “Arpa 3” sul Torrente Bolume, e lasciando però il punto Arpa 4. I dati dunque evidenziano che la contaminazione parte dal Torrente Bolume appena a valle del depuratore per poi estendersi anche al Torrente Oremo. Relativamente al punto “Arpa 4” classificato come “a rischio” è stata rilevata anche la presenza di prodotti fitosanitari (erbicidi) correlabili a zone di agricoltura intensiva.

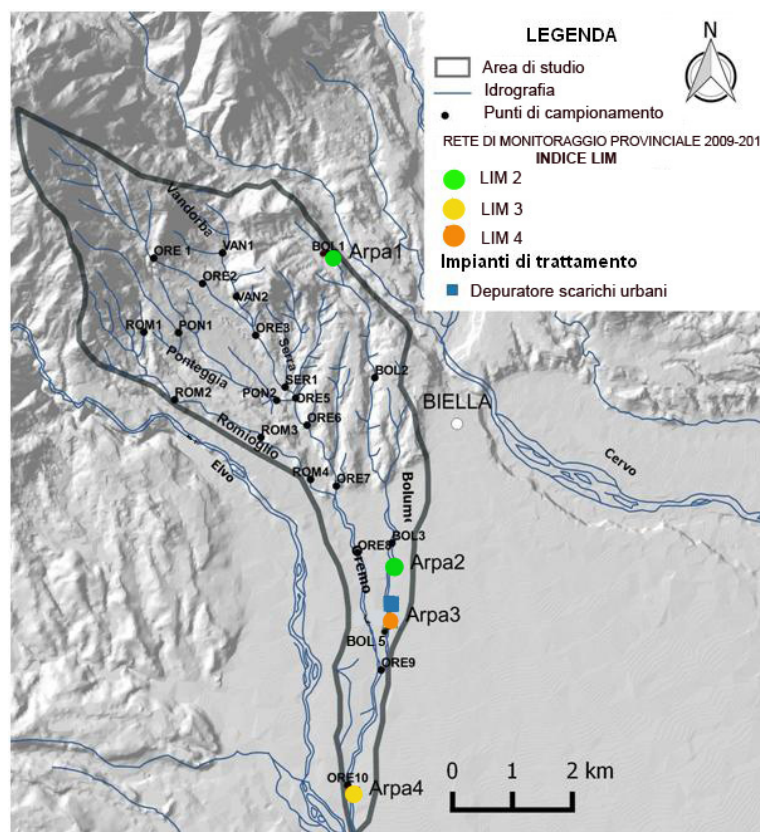


Figura 3. Stato ambientale delle acque del bacino idrografico del T. Oremo. In nero i punti di campionamento delle acque superficiali campionate per la caratterizzazione idrochimica. A colori i quattro punti della rete di monitoraggio provinciale dell'Arpa Piemonte e la relativa classificazione del corpo idrico per il triennio 2009-2011, secondo l'indice LIM. Il quadrato blu indica l'ubicazione dello scarico del depuratore.

Le ricerche effettuate hanno messo in luce la mancanza di precisi riferimenti, nella normativa europea e italiana, ai rapporti tra le portate degli scarichi e quelle del corso d'acqua ricevente. Infatti, per quel che riguarda il depuratore della città di Biella, la portata del suo scarico ($0,25 \text{ m}^3/\text{s}$) è risultata maggiore di quella del torrente Bolum che lo riceve ($0,2 \text{ m}^3/\text{s}$). La legge italiana, pur prevedendo controlli chimici sui reflui e rimandando alle Regioni le azioni di salvaguardia e controllo sulla loro qualità, non ne regola i volumi. Essa, non facendo alcun riferimento al volume dei flussi, lascia aperta la possibilità che non avvenga un'adeguata diluizione dei reflui con le acque del corpo idrico ricevente. Il risultato è, come in questo caso, che lo scarico ha valori a norma di legge, ma la qualità delle acque del torrente è compromessa. (Arpa Piemonte, 2013; 2014). In questa situazione, i suggerimenti per il miglioramento della qualità ambientale del T. Oremo prevedono un ulteriore miglioramento della qualità chimica dello scarico del depuratore, oppure la canalizzazione dei reflui per portare lo scarico a valle, nel Torrente Oremo (portata $0,9 \text{ m}^3/\text{s}$), o nel Torrente Elvo (portata $1,8 \text{ m}^3/\text{s}$), permettendo in tal modo una più adeguata diluizione.

BIBLIOGRAFIA

- Arpa Piemonte (2012) - Relazione sulla qualità dei corpi idrici della provincia di Biella. Monitoraggio triennio 2009-2011.
- Arpa Piemonte (2013) - Relazione sulla qualità dei corpi idrici della provincia di Biella. Monitoraggio anno 2012.
- Arpa Piemonte (2014) - Relazione sulla qualità dei corpi idrici della provincia di Biella. Monitoraggio anno 2013.
- Arpa Piemonte (2015) - Relazione sulla qualità dei corpi idrici della provincia di Biella. Monitoraggio anno 2014.
- Ministero dell'Ambiente (2010) - Decreto Ministeriale 8 novembre 2010, n. 260, "Regolamento recante i criteri tecnici per la classificazione dello stato dei corpi idrici superficiali, per la modifica delle norme tecniche del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante norme in materia ambientale". G.U. n.30, 7-2-2011 - Suppl. Ordinario n. 31, 2010.
- Unione Europea (2000) - Direttiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo e del Consiglio del 23 ottobre 2000 che istituisce un quadro per l'azione comunitaria in materia di acque. Gazzetta Ufficiale delle Comunità Europee L 327, 1-72, 2000.
- Unione Europea (2008) - Direttiva Europea 2008/105/CE del Parlamento Europeo e del Consiglio del 16 Dicembre 2008, relativa a standard di qualità ambientale nel settore della politica delle acque, recante modifica e successiva abrogazione delle direttive del Consiglio 82/176/CEE, 83/513/CEE, 84/156/CEE, 84/491/CEE e 86/280/CEE, nonché modifica della direttiva 2000/60/CE del Parlamento europeo e del Consiglio, 2008.

IL MONITORAGGIO QUALI-QUANTITATIVO DEI CORSI D'ACQUA EFFIMERI

Stefania Arborea ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica Ingegneria Civile (DICATECh), Politecnico di Bari

ASPETTI CHIAVE

- In regioni semiaride mediterranee, quali la Puglia, un gran numero di corsi d'acqua ha caratteristiche "effimere" e richiede l'individuazione di una metodologia specifica per la verifica del loro stato di qualità.
- Lo studio ha riguardato il monitoraggio quali-quantitativo di un corso d'acqua effimero sotto impatto antropico, il canale Asso, sia in condizioni di assenza che in concomitanza di eventi meteorici.
- Il lavoro di ricerca svolto ha indotto alcune riflessioni sugli aspetti metodologici che riguardano i protocolli di monitoraggio dei corsi d'acqua effimeri.

1 INTRODUZIONE

Lo studio intende valutare lo stato ecologico (D.M. 260/2010) dei corsi d'acqua effimeri, costituenti un'ampia porzione del reticolo idrografico pugliese (CNR-IRSA, 2008), e studiare l'evoluzione della qualità delle acque di questi corsi d'acqua sotto impatto antropico (*Fidelibus e Tulipano, 2006*). Il Canale Asso (Basso Salento), rappresentativo per la Puglia dei corsi d'acqua effimeri (*Regione Puglia, 2010*), è stato oggetto di una campagna di monitoraggio della durata di 16 mesi. I risultati hanno portato a definire una metodologia "ad hoc" per il monitoraggio di questi corsi d'acqua. Il lavoro di ricerca condotto ha avuto come obiettivo generale la valutazione dello stato qualitativo dei corsi d'acqua effimeri, concentrandosi su un caso studio reale, quello del Canale Asso, scelto come laboratorio in pieno campo. In particolare, l'attività di sperimentazione in campo è stata finalizzata a valutare in che modo le fonti di inquinamento di origine puntuale e quelle di origine diffusa si combinano tra loro per determinare la qualità totale di un corso d'acqua effimero (Arborea et al., 2015). Infine sulla base dell'esperienza svolta in campo si è giunti a definire una metodologia "ad hoc" per il monitoraggio di questi corsi d'acqua.

2 DESCRIZIONE CASO DI STUDIO: IL CANALE ASSO

Il Canale dell'Asso rappresenta uno degli elementi idromorfologici più importanti del Basso Salento, lungo circa 26 km e avente un bacino endoreico di estensione territoriale pari a 225 km² il cui recapito finale naturale è rappresentato da una serie di "vore" (ubicate nell'area depressa posta a Nord dell'abitato di Nardò), attraverso cui i deflussi vanno ad alimentare la falda idrica sotterranea (*Fidelibus e Tulipano, 2004*).

Il Canale Asso è classificato come corpo idrico superficiale non significativo (*Regione Puglia, 2011*) ed è il recapito finale di alcuni presidi depurativi del basso Salento (*Sogesid S.p.A, 2009*). In particolare, procedendo da monte verso valle lungo il tratto individuato per lo studio (circa 10 km), il canale riceve 5 scarichi puntuali: quattro scarichi di acque reflue depurate (impianto Consortile di Maglie, Aradeo, Galatone e Z. I. Nardò-Galatone) e lo scarico della fogna bianca del comune di Galatone (canale Camene) (*Consorzio di bonifica dell'Arneo, 2008*).

3 DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA DI MONITORAGGIO

Per la caratterizzazione del tratto del Canale Asso individuato come area di studio, lungo circa 10 Km, (fig. 1), è stata effettuata una campagna di indagini sperimentali della durata di 16 mesi, dal settembre 2010 al gennaio 2012. In relazione alle condizioni climatiche dell'area, si è scelto di svolgere le campagne di monitoraggio in due condizioni ambientali differenti, ovvero in condizioni di assenza di precipitazione (scenario secco) e a seguito di eventi meteorici (scenario umido).

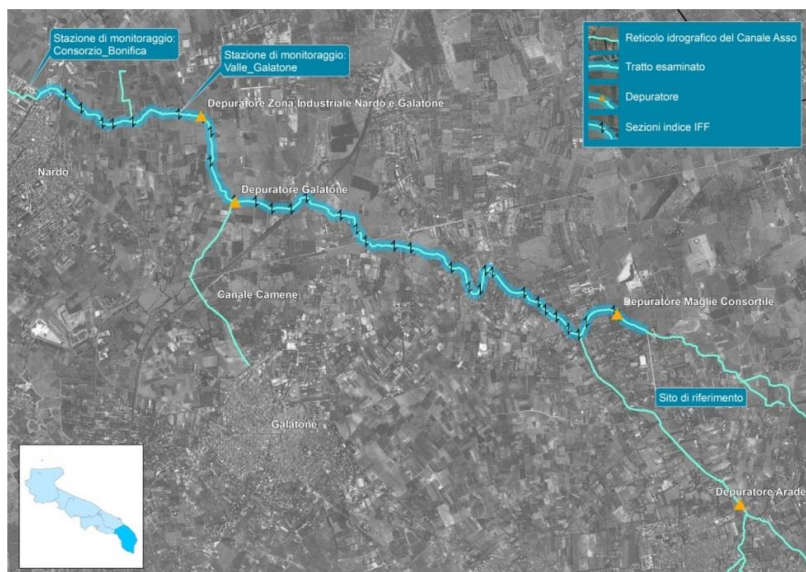


Figura 1. Tratto del canale Asso oggetto della campagna di monitoraggio.

3.1 Scelta della strumentazione e ubicazione delle stazioni di monitoraggio

Il canale Asso è gestito dal Consorzio di Bonifica dell'Arneo, la cui collaborazione è stata determinante ai fini della ricerca, in quanto ha fornito un importante supporto logistico per la realizzazione della campagna di monitoraggio.

Le caratteristiche del tratto studiato hanno permesso l'individuazione di due punti di controllo in cui sono state installate due stazioni di misura fisse (mediante campionatore automatico per il prelievo dei campioni di acqua) a distanza l'una dall'altra di circa 1,5 Km ubicate nel tratto di valle del corso d'acqua: una presso il Consorzio di Bonifica dell'Arneo (nel seguito denominata "Consorzio_bonifica") che costituisce anche la sezione di chiusura del tratto di canale in esame (avvio monitoraggio settembre 2010) e l'altra presso un'azienda agricola a valle dell'immissione puntuale del depuratore di Galatone (nel seguito "Valle_Galatone") punto a valle di tutti gli scarichi puntuali presenti sul Canale e quindi sottoposto alle massime sollecitazioni ambientali sul sistema (avvio monitoraggio settembre 2011).

Le stazioni di misura fisse per il monitoraggio utilizzate sono così equipaggiate:

- Consorzio_bonifica: campionatore automatico strumentato con una sonda bagnata (posta ad un'altezza dal fondo del canale di 30 cm come condizione di innesco del campionamento), idrometrografo a ultrasuoni e pluviometro di proprietà del Consorzio di bonifica;
- Valle_Galatone: campionatore automatico strumentato con un pluviometro e con un misuratore a bolle per la determinazione e la lettura del livello idrico nel canale; la condizione di innesco del campionamento è stata fissata per un livello idrico pari a 45 cm dal piano su cui è posto il misuratore a bolle.

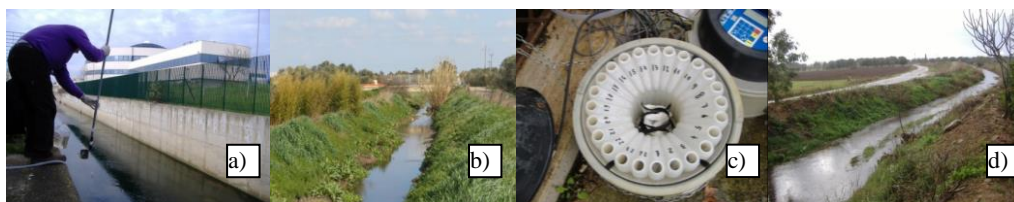


Figura 2. Esempio di campionamento manuale nello scenario secco (a, b) e campionamento automatico nello scenario umido (c, d).

3.2 Scelta dei parametri fisico-chimici da sottoporre a monitoraggio

Per lo studio della qualità delle acque superficiali è stato individuato un set di parametri fisico-chimici e microbiologici (tab.1) comprendente indicatori dell'inquinamento correlabili agli impatti di origine antropica (scarichi da impianti di depurazione, attività agricola e zootecnica), alcuni parametri fisico-chimici da rapportarsi alla qualità "naturale" delle acque e, solo occasionalmente, alcuni metalli pesanti.

Macrodescrittori inquinamento	Qualità naturale	Metalli pesanti
Ossigeno disciolto, BOD ₅ , COD, Solidi sospesi, Azoto totale, Azoto organico, Azoto ammoniacale, Azoto nitrico, Fosforo inorganico, Fosforo totale, Escherichia coli	Temperatura, pH, Conducibilità, Durezza, Bicarbonato, Sodio, Potassio, Magnesio, Calcio, Stronzio, Cloruri, Solfati, Bromuri	Cromo, Cadmio, Piombo, Nichel e Rame

Tabella 1. Elenco dei parametri di qualità monitorati.

3.3 Descrizione degli eventi monitorati

Con riferimento alle stazioni di misura “Consorzio_bonifica” e “Valle_Galatone” sono stati monitorati 13 eventi, 5 in tempo asciutto e 8 in tempo umido. Per gli eventi monitorati in tempo umido sono riportati in tabelle le principali caratteristiche idraulico-idrologiche registrate dalla stazioni di misura Consorzio_bonifica (tab. 2).

Data evento	Durata evento meteorico (ore)	Precipitazione cumulata dell'evento (mm)	Livello idrico (m)	Portata transitante (m ³ /s)	Durata dell'evento monitorato
11/10/2010	10 ore e mezza	37,2	0,57	1,74	circa 30 minuti
19/10/2010	3 ore e mezza	29,6	0,71	2,45	circa 30 minuti
27/01/2011	21 ore e mezza	9,4	0,25	0,46	circa 6 ore
24/02/2011	19 ore e mezza	24,6	0,45	1,19	circa 6 ore
26/09/2011	1 ora e mezza	19,2	0,38	0,91	circa 6 ore
23/11/2011	6 ore e mezza	36	0,65	2,13	circa 6 ore

Tabella 2. Caratteristiche degli eventi meteorici monitorati presso la stazione di monitoraggio: Consorzio_bonifica.

4 RISULTATI E DISCUSSIONE

Il monitoraggio della qualità fisico-chimica delle acque del canale ha permesso di studiare l'evoluzione della qualità delle acque del canale durante un evento meteorico, confrontandola con quella misurata in tempo secco. Per ogni evento è stato ricostruito l'andamento del pluviogramma, dell'idrogramma di piena e del pollutogramma dei parametri analizzati. I grafici che seguono si riferiscono all'evento del 23.11.2011, l'unico registrato in entrambe le stazioni di misura, che permette quindi un confronto del trend monte-valle; tali dati sono posti confronto con i valori dei parametri misurati nella stessa stazione durante il periodo secco (linea costante, in giallo). Si riporta l'andamento dei parametri ritenuti più significativi: BOD₅ e TDS (Total Dissolved Solid) e si rimanda ad Arborea, 2012 (tesi di dottorato) per una trattazione più completa e dettagliata di tutti risultati delle prove in campo.

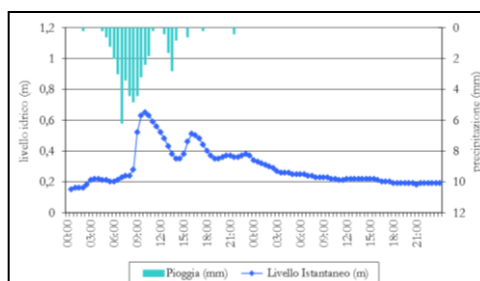


Figura 3. Andamento idro-pluviometrico evento 23.11.2011(Dati Consorzio di bonifica).

Per entrambi i parametri si può osservare che durante l'evento meteorico la concentrazione di ciascuno parametri aumenta rispetto a quella misurata in scenario secco; la sua variazione nel tempo sembra seguire l'andamento dell'onda di piena: si può osservare che dopo un lieve incremento delle concentrazioni rispetto a quelle misurate per lo scenario secco si verifica una brusca diminuzione delle stesse per effetto della

diluzione operata dalle acque meteoriche che si immettono nel canale; l'aumento di concentrazione che si legge nei grafici riferiti alla stazione di "Valle_Galatone" sul finire dell'evento registrato è, probabilmente, causato dalla ripresa dell'evento di pioggia, evidenziato dall'aumento del valore portata registrato nella stazione del Consorzio di Bonifica.

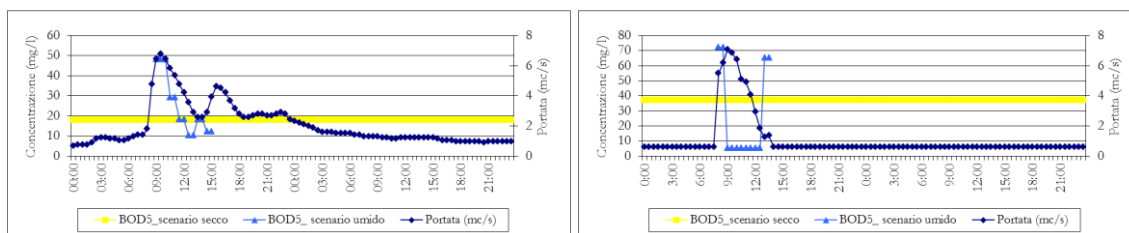


Figura 4. Variazione della concentrazione del BOD₅ nelle stazioni di Consorzio_bonifica (a sinistra) e Valle_Galatone (a destra).

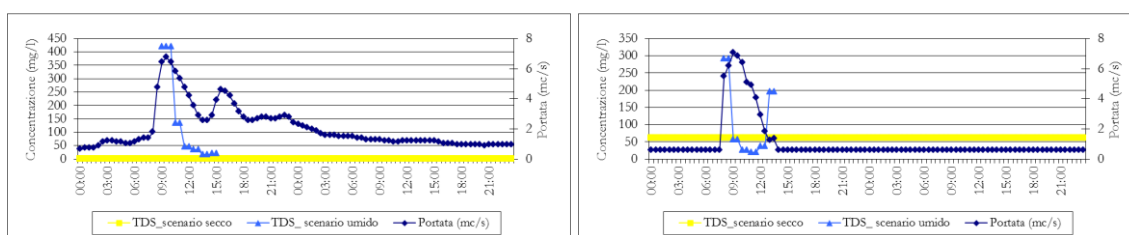


Figura 5. Variazione della concentrazione dei TDS nelle stazioni di Consorzio_bonifica (a sinistra) e Valle_Galatone (a destra).

5 CONCLUSIONI

Lo studio condotto su un tratto del Canale Asso ha evidenziato come, nel caso dei corsi d'acqua effimeri, il monitoraggio sia un passo fondamentale e imprescindibile per un corretto approccio ai problemi di carattere ambientale. Monitorare tali corsi d'acqua presenta delle difficoltà legate alle caratteristiche intrinseche al corso d'acqua stesso, sia per quanto riguarda gli aspetti idraulici (relativi al regime delle portate) che per quanto riguarda gli aspetti relativi alla qualità delle acque (processi di trasporto e accumulo/concentrazione e diluizione degli inquinanti). La definizione di un univoco protocollo di monitoraggio per tali corsi d'acqua non è al momento possibile, se non nelle linee generali: il monitoraggio automatico in scenario umido pone problemi non facilmente superabili relativi alle frequenze di campionamento, alla completezza dell'informazione riguardo alla copertura temporale dell'onda di piena, alla rappresentatività dei campioni rispetto ai volumi di piena, alla valutazione della massa transitante con la stessa (Arborea, 2012). Infine il monitoraggio dei corsi d'acqua effimeri deve comprendere anche quello dei sistemi ambientali ad essi connessi, richiedendo sicuramente un approccio inter-disciplinare (Piro *et al.*, 2011), in cui devono integrarsi i diversi saperi e competenze.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- DECRETO 8 novembre 2010, n. 260. Regolamento recante i criteri tecnici per la classificazione dello stato dei corpi idrici superficiali, per la modifica delle norme tecniche del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, recante norme in materia ambientale, predisposto ai sensi dell'articolo 75, comma 3, del medesimo decreto legislativo.
- CNR-IRSA (2008). Definizione di strategie sostenibili per la gestione di bacini idrografici in aree semiaride. In: Lamaddalena N., Piccini A. F., Vurro M., (Eds.). Quaderni, 128. pp. 166. ISSN 0390-6329.
- TULIPANO L., FIDELIBUS M.D. (2006). Acquiferi carsici della puglia: aspetti emblematici dell'uso della risorsa acqua ed impatto umano.
- REGIONE PUGLIA (2010). La caratterizzazione dei corpi idrici superficiali della Regione Puglia: tipizzazione, identificazione e classificazione dei corpi idrici – Attuazione DM 131 del 16 giugno 2008. DGR N.774 DEL 23.03.2010. pp.11-18.
- ARBOREA ET AL. (2015). La caratterizzazione qualitativa di un corso d'acqua effimero: il caso di studio del Canale Asso, Nardò (Le). Atti del III convegno italiano sulla Riqualificazione Fluviale.
- FIDELIBUS M.D., TULIPANO L. (2004). Inquinamento salino ed antropico degli acquiferi costieri della Murgia e del Salento: azioni di salvaguardia. Atti del Convegno "Uso e tutela dei corpi idrici sotterranei pugliesi", Ordine dei Geologi di Puglia, Bari, 21 giugno 2002, in Geologi e Territorio, Suppl. al n. 1, pp. 95-104.
- REGIONE PUGLIA (2011). Corpi Idrici Superficiali: Stato di Qualità Ambientale 1° aggiornamento del Piano di Tutela delle Acque. Bollettino Ufficiale della Regione Puglia – n. 28 del 23-02-2011. pp. 6194-6276.
- SOGESID S.p.A. (2009). Piano di Tutela delle Acque – Stima pressioni e impatti puntuali e diffuse. pp. 26-54.
- CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ARNEO (2008). Intervento per la mitigazione del rischio idraulico all'abitato di Nardò – I Lotto Funzionale.
- ARBOREA (2012). Caratterizzazione qualitativa dei corsi d'acqua effimeri. Tesi di dottorato XXIV ciclo. Politecnico di Bari.
- PIRO P. ET AL. (2011). La tutela degli ecosistemi fluviali. L'acqua 1/2011. pp. 25-32.

A PREDICTIVE MODEL FOR POLLUTANT CONCENTRATIONS IN UNGAUGED URBAN BASINS

Angela Gorgoglione ^{1,2}, Andrea Gioia ¹, Vito Iacobellis ¹, Alberto Ferruccio Piccinni ¹, & Ezio Ranieri ¹

(1) DICATECh, Politecnico di Bari, Via Orabona 4, 70125 Bari, Italy; (2) Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, One Shields Avenue, Davis, CA 95616, USA.

KEY POINTS

- The characterization of runoff quality from impervious surfaces is assuming growing importance. One of the main problems in modeling stormwater pollution loads is the lack of water quality data and the large variability in the pollutant concentration data.
- After describing the field experiments conducted during the monitoring campaign, in this work a methodology to improve the stormwater quality evaluation in ungauged areas is presented.
- The work yields a procedure useful to predict pollutographs in ungauged sites. In particular, it provides interesting information for designing efficient and sustainable drainage systems for runoff treatment.

1 INTRODUCTION

Pollutants generated from a range of natural and anthropogenic activities in urban environments accumulate on impervious surfaces, such as roads, over the dry weather period. During storms, these pollutants are mobilized and transported to receiving waters, leading to the deterioration of water quality. Pollutants adhering to the road surfaces are mobilized by the kinetic energy of raindrops and the turbulence created by flowing water (stormwater runoff). The phenomenon is known as pollutant wash-off (Wijesiri *et al.*, 2015).

In this context, measurements and monitoring campaigns are useful to provide important information necessary to define models and to enhance design procedures for improving the efficiency of systems for water treatment (Gorgoglione *et al.*, 2016). Nowadays, the quality data collected during monitoring campaigns represent an important dataset; nevertheless the featured Apulian urban landscapes, characterized by peculiar socioeconomic, climatic, and geological conditions, require further experimental assessments.

Based on these considerations, we present the data collected during a brief monitoring campaign carried out within a residential area in Sannicandro di Bari (Puglia, Southern Italy). We exploited such data in order to calibrate and validate Storm Water Management Model (SWMM) by means of quality experimental data. The main objective of the research presented is to improve the stormwater quality evaluation in ungauged areas. With this aim, the quality model parameters calibrated where a monitoring campaign is available (in Sannicandro di Bari), are exported to the catchments located in Barletta, Manduria, Cagnano Varano, Presicce, and Ginosa Marina municipalities in order to evaluate the subsequent pollutographs.

2 SWMM CALIBRATION AND VALIDATION

The experimental study area is sited in Sannicandro di Bari, a small town in Puglia (Southern Italy). The drainage area (with surface equal to 31.24 ha) covers approximately 60% of the total urban area and is characterized by 21.87 ha (70%) of impervious surface. In particular, the land use thematic map, extracted from the regional geographical information system (SIT Puglia), shows that the entire area is exclusively residential and only 3.8% of the basin (1.2 ha) is covered by urban-green.

The model calibration and validation was performed with reference to the TSS concentration data measured at the drainage system's outlet, during the rainfall events monitored. The calibration was made by means of an iterative process of trial and error, by adjusting the quality model parameters. Working within the established range, and comparing (numerically and graphically) the simulation with the measured pollutograph, the calibration was worked on until a good fit was obtained. The numerical comparison was made by evaluating RMSE and R^2 per each rainfall event.

Further information about the study area, the equipment used for the monitoring campaign and the calibration and validation processes are reported in the paper Di Modugno *et al.*, 2015.

3 ESTIMATION OF QUANTITY AND QUALITY PARAMETERS

The main objective of the research presented is to improve the stormwater quality evaluation in ungauged areas. With this aim, the quality model parameters calibrated for the case study of Sannicandro di Bari, where monitoring campaign is available, are exported to the catchments located in Barletta, Manduria, Cagnano Varano, Presicce, and Ginosa Marina municipalities.

Several works (i.e. *Liong et al.*, 1991; *Barco et al.*, 2008; *Tan et al.*, 2008) report sensitivity analysis performed to assess the importance of various parameters in SWMM equations that most affect results in terms of runoff and water quality. In particular, *Liong et al.* (1991) subdivided the calibration parameters of the Runoff block of SWMM into two groups:

1. First group is “Traditional” calibration parameters, which include Manning’s coefficient for overland flow over the pervious and impervious portion of the subcatchment (N-Perv and N-Imperv), the depth of depression storage on the pervious and impervious portion of the subcatchment (Dstore-Perv and Dstore-Imperv), and the infiltration parameters.
2. Second group is “Nontraditional” calibration parameters, whose values are obtained from the measures and/or the interpretation of the available information. Sources of information, which provide the definition of a specific value associated with the parameter, are, for instance, topographic maps, aerial photographs, and land use maps.

In the present work, values extracted from the literature (*Horton*, 1940; *ASCE*, 1992; *McCuen et al.*, 1996) were assigned to all parameters belonging to the first group. The range of variation and the values chosen for them are shown in Table 1. In this table, among “Traditional” calibration parameters, the percentage of impervious area with no depression storage (% Zero Imperv) was added, because there is not enough information available to evaluate it for the investigated basins. Therefore, as for as Sannicandro di Bari, a mean-low value of % Zero Imperv was chosen, corresponding to a quite high runoff generation potential such that it is expected in an urban basin. Regarding the other “Nontraditional” calibration parameters, area, width, slope, percentage of impervious area, and roughness coefficients for the channel, they were evaluated for the five case studies investigated.

Parameters	Description	Range	Value
Dstore-Imperv	Depth of depression storage on the impervious portion of the subcatchment [mm]	1.27 - 2.54*	1.30
Dstore-Perv	Depth of depression storage on the pervious portion of the subcatchment [mm]	2.54 - 5.08*	2.60
N-Imperv	Manning's coefficient for overland flow over the impervious portion of the subcatchment	0.011 - 0.024**	0.012
N-Perv	Manning's coefficient for overland flow over the pervious portion of the subcatchment	0.15 - 0.41**	0.15
%Zero Imperv	Percent of the impervious area with no depression storage [%]	/	45
	Maximum infiltration rate [mm/h]	117 - 76***	76
Horton's Equation	Minimum infiltration rate [mm/h]	17 - 6***	13
	Decay constant [1/h]	5.34-4.14***	4.14

* *ASCE*, 1992 ** *McCuen et al.*, 1996 *** *Horton*, 1940

Tab. 1. “Traditional” calibration parameters of the hydraulic-hydrological model.

All the parameters mentioned above are referred to the hydraulic-hydrological model. Since the main objective of the proposed research is to extend the stormwater quality evaluation to ungauged areas, in this work the same quality parameter values obtained from the calibration and validation procedure in Sannicandro di Bari were considered and they are listed in Table 2.

	Parameters	Range	Value
Build-up	Accu [kg/(ha-d)]	10÷25*	13.143
	Disp [1/d]	0.08**	0.08
Wash off	Arra [1/mm]	0.11÷0.19	0.18
	Wash	0÷3	2.35

*for highly populated residential areas **Italian residential basin typical values

Tab. 2. Calibrated quality-parameters exported in ungauged basins.

4 POLLUTOGRAPH PREDICTION FOR UNGAUGED BASINS

In this section a pollutographs evaluation in all the investigated ungauged sites is reported. The estimated parameters used in SWMM model were the “Traditional” and qualitative parameters already evaluated for the case study of Sannicandro di Bari, where a monitoring campaign is available; and the “Nontraditional” parameters, calculated for the investigated case studies of Barletta, Manduria, Cagnano Varano, Presicce, and Ginosa Marina, starting from the catchment characteristics.

These five catchments have been considered, because they are characterized by values of “Nontraditional” calibration parameters that may be considered similar to those estimated for Sannicandro di Bari.

Due to the high affinity of many contaminant with solid matter, in the present study only the Total Suspended Solids (TSS) prediction was taken into account. For the same reason, TSS are often used in mathematical models that simulate the dynamics of pollutants in urban runoff.

The analysis of the distribution of pollutant mass vs. volume in stormwater discharges in dimensionless terms by using the so-called “ $M(V)$ curves” was performed on the five case studies investigated. This representation provides the variation of the cumulative pollutant mass divided by the total pollutant mass in relation to the cumulative volume divided by the total volume. The $M(V)$ curves obtained from the predicted TSS data of Barletta, Manduria, Cagnano Varano, Presicce, and Ginosa Marina basins, shown in Figure 1, indicate that the first flush phenomenon is occurring in all five catchments.

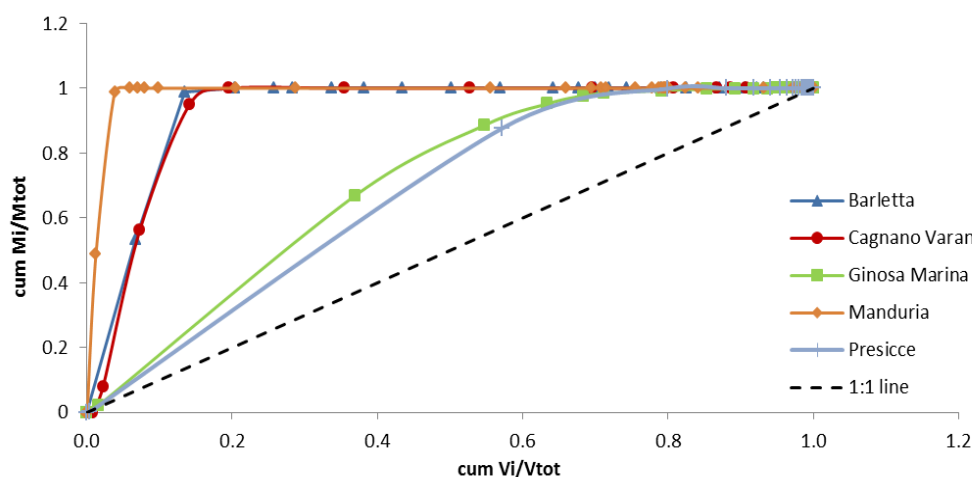


Fig. 1. $M(V)$ curves for Barletta, Manduria, Cagnano Varano, Presicce, and Ginosa Marina basins.

It is worth noting the influence that catchment characteristics have on this phenomenon. In fact, the first flush effect is the most pronounced for the sites that are characterized by high values of impervious surface and slope, and it is much weaker at lower levels of imperviousness and slope too. In particular, we can see that the 10% (for Manduria) and 20% (for Barletta and Cagnano Varano) of the volume of washed-off water carry the total quantity of TSS from concrete surfaces, while for Ginosa Marina and Presicce, the two cities characterized by the lowest values of slope and percentage of impervious surface, the first 30% of the volume carries a quantity of TSS, respectively, equal to 50% and 60%.

5 CONCLUSIONS

In the present work, a monitoring campaign, conducted in Sannicandro di Bari (Southern Italy), have been carried out in order to evaluate the characterization of the quality of stormwater runoff of a urbanized area and to analyze the build-up/wash-off and transport phenomena of pollutants during wet periods in a separate sewer system. These information are also useful to define mathematical models and to enhance design procedures for improving the efficiency of systems for water treatment.

With reference to the build-up/wash-off processes TSS concentrations were used for calibration of SWMM, which was validated on the base of the pollutograph's shape and the peak-time for Sannicandro di Bari basin.

After the calibration and validation processes, the following general conclusions can be drawn:

- Simulations performed with SWMM show their rather good correlation with the measured values of TSS concentration for single events.
- A methodology that tries to overcome the lack of runoff quality data in Puglia (Southern Italy) for evaluating TSS pollutographs, is tackled. The SWMM model uses quantity parameters evaluated using catchments and drainage network characteristics and quality information extracted from observed data obtained by monitoring campaigns. Five selected ungauged sites, characterized by "Nontraditional" parameters similar to those evaluated in Sannicandro di Bari, were used to apply the proposed procedure.
- $M(V)$ curves show that a significant first flush phenomenon is occurring in all five catchments; in particular the first flush effect is the most pronounced for the sites that are characterized by high values of impervious surface and slope, and it is much weaker at lower levels of imperviousness and slope too. Furthermore, a strict correlation between the first flush phenomenon and basin characteristics was found.

Further improvements may be conducted by new monitoring campaigns focused on the evaluation of the different pollutants present in the water that washes away impervious surfaces. In this way it is possible to improve the performances of the quality models in the context of evaluation and prediction of pollutants for proper and efficient design of sustainable sewer systems.

REFERENCES

- ASCE, Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems, ASCE, New York, NY, USA, 1992.
- Barco, J., Wong, K.M. & Stenstrom, M.K. Automatic calibration of the U.S. EPA SWMM model for a large urban catchment, *Journal of Hydraulic Engineering*, 2008, 134, 4, 466–474.
- Di Modugno, M., Gioia, A., Gorgoglione, A., Iacobellis, V., la Forgia, G., Piccinni, A.F. & Ranieri, E. Build-up/wash-off monitoring and assessment for sustainable management of first flush in an urban area, *Sustainability*, 2015, 7, 5050–5070.
- Gorgoglione, A., Gioia, A., Iacobellis, V., Piccinni, A.F. & Ranieri, E. A rationale for pollutograph evaluation in ungauged areas, using daily rainfall patterns: case studies of the Apulian region in Southern Italy, *Applied and Environmental Soil Science*, 2016, article ID 9327614, 16 pages.
- Horton, R.E. An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity, *Soil Science Society of America*, 1940, 5, 399–417.
- Liong, S.Y., Chan, W.T., & Lum, L.H. Knowledge-based system for SWMM runoff component calibration, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 1991, 117, 5, 507–524.
- McCuen, R.H., Johnson, P. & Ragan, R. Highway Hydrology: Hydraulic Design Series No. 2; FHWA-SA-96-067, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, 1996.
- Tan, S.B.K., Chua, L.H.C., Shuy, E.B., Lo, E.Y.M. & Lim, L.M. Performances of rainfall-runoff models calibrated over single and continuous storm flow events, *Journal of Hydrologic Engineering*, 2008, 13, 7, 597–607.
- Wijesiri, B., Egodawatta, P., McGree, J. & Goonetilleke, A. Influence of pollutant build-up on variability in wash-off from urban road surfaces. *Science of the Total Environment*, 2015, 527–528, 344–350.

RESILIENZA DI UN IMPIANTO DI TRATTAMENTO: IL CASO DEL DEPURATORE COMPENSORIALE DI MANOCALZATI (AV)

Giacomo Viccione¹ & Vincenzo Pellicchia²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno, via Giovanni Paolo II, 132, 84084, Fisciano; (2) Autorità Ambito Territoriale Ottimale 1 Campania, Casa della Cultura "Victor Hugo", via Seminario, 83100, Avellino.

ASPETTI CHIAVE

- La capacità di adattamento di un sistema di collettamento ad un impianto di trattamento in risposta ad eventi di piena è qui investigata per un particolare caso.
- L'installazione/adeguamento di opere idrauliche come scaricatori di piena e vasche di laminazione hanno consentito il raggiungimento di un miglior livello prestazionale.
- Gli effetti legati alla presenza di uno sfioratore assistito da paratoia e di una vasca di laminazione sono qui discussi.

1 PREMESSA

Per la sua conformazione orografica e per il suo sviluppo antropico, il territorio italiano è da sempre vulnerabile agli eventi estremi di pioggia tanto da essere ormai oggetto ricorrente della cronaca (Vacondio et al., 2016; Viccione & Bovolin, 2011, Violante et al. 2016). In questo quadro, le reti di drenaggio urbano risultano sempre più spesso sottoposte a sollecitazioni estreme, a causa della sopravvenuta estensione del grado di impermeabilizzazione del bacino di pertinenza ma anche di metodologie di calcolo tradizionali che portano ormai ad una sottostima delle portate di progetto. In tal senso è ad esempio in atto una revisione ed aggiornamento della procedura per la Valutazione delle Piene nei corsi d'acqua Italiani (Progetto VAPI, Rossi & Villani, 1994a,b). Ulteriore aggravio può essere indotto da problemi di rigurgito determinati dai corpi ricettori, nonché dalla presenza di manufatti di curva o di confluenza responsabili della riduzione delle sezioni utili per la presenza di materiali che si depositano e si consolidano nel tempo. In quest'ottica assume sempre più importanza l'affidabilità e la resilienza di opere di ingegneria in contesto urbano come le reti di drenaggio. Il problema posto assume sempre più rilevanza e spazio nell'ambito della comunità scientifica coinvolta. Basti pensare ad iniziative dedicate e specifiche sull'argomento come la costituzione di Osservatori dei Cittadini, oggetto, ad esempio, della conferenza internazionale "Citizen Observatories for Water Management" (COWN), 2016.

2 AFFIDABILITÀ E RESILIENZA DELLE RETI DI DRENAGGIO URBANO

Con il termine "affidabilità" di un elemento si indica la sua attitudine a conservare sensibilmente invariata per un dato intervallo di tempo la sua qualità iniziale, sotto ben precisate condizioni per l'uso. Il concetto di affidabilità è quindi legato all'evoluzione temporale delle caratteristiche qualitative e prestazionali dell'elemento. Essa è dunque funzione del tempo e decresce con il progredire della vita dell'elemento considerato. In campo idraulico, ed in particolar modo nel settore delle fognature, la rappresentazione dell'affidabilità non è un elemento di grande rilevanza ai fini progettuali, dato che per esse il superamento della portata di progetto non rappresenta uno stato limite ultimo dell'opera, ma una condizione che si ammette possa ricorrere nel corso della sua vita in più casi, sia pure in un numero limitato di volte, attraverso l'introduzione del concetto di "tempo di ritorno". Resta comunque l'interesse nella quantificazione dell'affidabilità di una rete di drenaggio urbano poiché è in relazione ad essa che è possibile definire le incertezze progettuali dell'opera da dimensionare. Il concetto di "resilienza" (dal verbo latino resilio, cioè rimbalzare) è stato originariamente coniato nell'ambito della Scienza dei materiali. Essa infatti esprime la proprietà fisica di una materiale di tornare alla propria forma o posizione originale dopo una deformazione non eccedente i suoi limiti elastici. A partire da questo significato, il termine è stato utilizzato metaforicamente in differenti discipline. In ambito ingegneristico, essa può essere definita come l'abilità di un sistema di ritornare, dopo l'episodio di disturbo, allo stato di equilibrio originario (Odum, 1963). Di recente, tale concetto è stato ulteriormente ampliato considerandolo come il risultante di tre componenti dinamicamente interagenti: persistenza, adattabilità e trasformabilità (Folke et al., 2010).

In questa ottica, la resilienza di un sistema fognario è intesa come capacità di adattamento e conseguente adeguamento all'input stocastico rappresentato dagli eventi meteorici. I moderni Sistemi Urbani di Drenaggio Sostenibile (SUDS) trovano appunto fondamento nel concetto ultimo esposto, puntando da un lato ad aumentare la permeabilità delle superfici urbane, favorendo l'infiltrazione e riducendo l'afflusso in fogna; dall'altro, a trattenere le acque laminandole in piccoli volumi dispersi sul territorio urbano, riducendo le portate che raggiungono i corsi d'acqua e migliorandone al contempo la qualità (Mobilia et al., 2015).

3 SCARICATORI DI PIENA E VASCHE DI LAMINAZIONE A SERVIZIO DI IMPIANTI DI TRATTAMENTO

Durante le precipitazioni intense si formano in ambito urbano portate meteoriche che solo in parte vengono convogliate dalla rete fognaria e depurate da appositi impianti di trattamento. L'aspetto critico nella rete consiste nell'incapacità dei collettori a sostenere le portate degli eventi più rari ed intensi, nonostante siano dimensionati sulla base di eventi comunque rilevanti. Le portate eccedenti rispetto alla capacità della rete devono dunque essere sfiorate attraverso opportuni manufatti. Sussiste dunque il problema rilevante del controllo delle portate meteoriche, allo scopo di garantire un adeguato livello di protezione idraulica ambientale, del tessuto urbano e del corpo idrico recettore. L'obiettivo può essere perseguito attraverso l'installazione di scaricatori di piena e/o vasche volano o di laminazione sulla rete di drenaggio e/o a servizio di impianti di trattamento. I primi consentono lo scarico nel ricettore solo quando la portata supera un valore di soglia prefissato, le seconde permettono in aggiunta di abbattere il picco di scarico nel ricettore laminando il volume in ingresso, eventualmente separando le acque di prima pioggia per mezzo di idonei dispositivi.

4 DESCRIZIONE ED ANALISI DEL CASO DI STUDIO

Oggetto dell'indagine è il canale di avvicinamento al depuratore comprensoriale di Manocalzati (Av). Il depuratore ha una superficie utile di 10,19ha ed è gestito dall'Alto Calore Servizi S.p.A. L'impianto è sostanzialmente di tipo tradizionale con trattamenti meccanici, ossidazione biologica a fanghi attivi e linea di digestione del fango. Il corpo idrico ricettore a servizio del depuratore è il fiume Sabato (Figura 1). E' possibile inviare ai trattamenti preliminari una portata massima pari a $Q_{t,max}=1,11\text{m}^3/\text{s}$ mentre il comparto di disinfezione è in grado di ricevere $Q_d=0,55\text{m}^3/\text{s}$. Il limite ai pretrattamenti viene garantito dalla presenza di uno scaricatore di piena, nello specifico da uno sfioratore laterale assistito da paratoia. Identificando $Q_{t,max}$ come tre volte la portata media nera di tempo asciutto $Q_{m,n}$, si considera una portata di attivazione della soglia dello sfioratore $Q_b = 2Q_{m,n} = (2/3)Q_{t,max}$. In ciò emerge un primo fattore di adattabilità: sebbene la letteratura indichi per motivi di tutela ambientale un coefficiente di diluizione compreso tra 3 e 5 per lo sversamento nel ricettore, la presenza della vasca di laminazione, con la sua funzione volano, consente di operare con rapporti di diluizione più bassi, destinando ai pretrattamenti o al comparto di disinfezione i relativi volumi in gioco in tempi successivi.

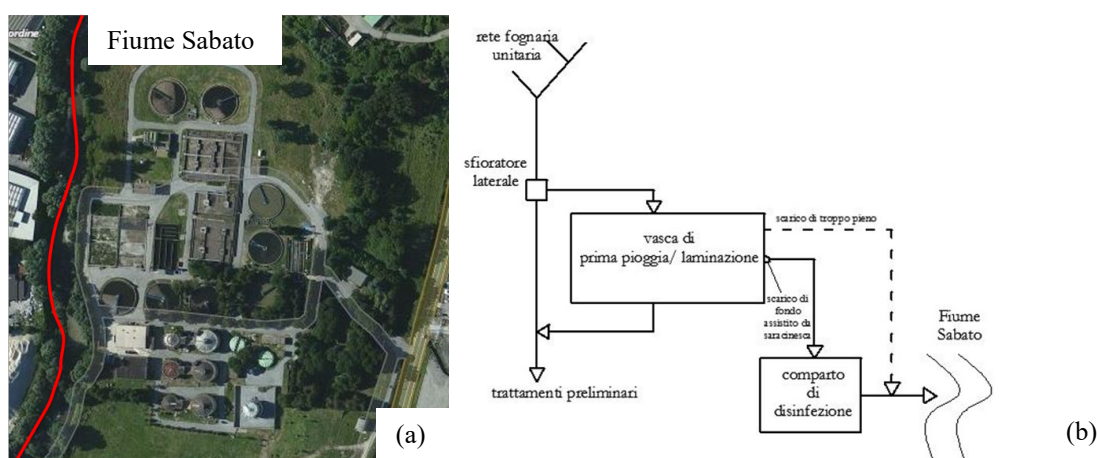


Figura 1. (a) Il Depuratore comprensoriale di Manocalzati (Av). (b) L'intervento oggetto di studio costituito da uno sfioratore laterale assistito da paratoia ed una vasca di laminazione.

Definita $Q_{i,max}=4,07\text{m}^3/\text{s}$ la portata in ingresso al depuratore, valutata applicando la procedura VAPI (Rossi & Villani, 1994a,b) con periodo di ritorno $T=100$ anni, fissata profondità e la pendenza del canale di avvicinamento rispettivamente pari a $B=1,5\text{m}$ ed $i=0,5\%$, si evince un petto dello stramazzo pari a $C=0,35\text{m}$ dal fondo ed una portata critica a valle di esso pari a $Q_{cr}=1,12\text{m}^3/\text{s}$. La paratoia a servizio dello sfioratore si rende dunque necessaria, sussistendo la condizione $Q_{cr}<Q_{i,max}$. Fissata un'apertura $d=0,25\text{m}$ dell'organo posto subito a valle dello sfioratore, consegue un nuovo petto $C=0,38\text{m}$ ed una portata critica $Q_{cr,par}=4,20\text{m}^3/\text{s}$, garantendo la condizione $Q_{cr,par}>Q_{i,max}$. Stabilito un funzionamento in parete grossa, per integrazione numerica si evince una lunghezza $L=4,50\text{m}$ dello sfioratore. L'introduzione della paratoia consente altresì margini di adattabilità del sistema, come si può constatare dalla seguente Figura 2

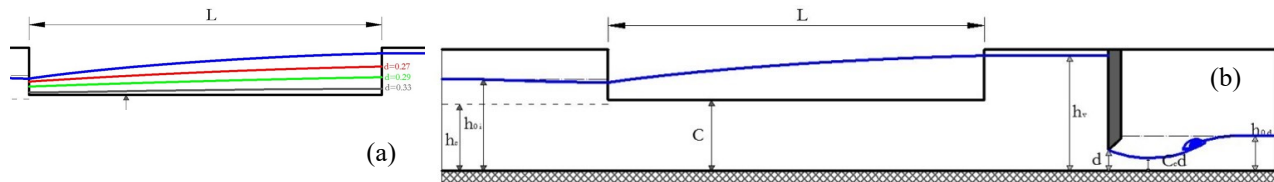


Figura 2. (a) Profili di corrente in corrispondenza dello sfioratore per diverse aperture $d > d$ della paratoia. (b) Profilo di progetto dello sfioratore per un'apertura $d=0,25\text{m}$ della paratoia.

La regolazione dell'apertura della paratoia consente quindi di tenere approssimativamente fissata la portata destinata ai pretrattamenti, convogliando alla vasca di laminazione una portata (Q_{em}) dipendente dalla portata in ingresso ($Q_{imm}<Q_{i,max}$). Definito $\gamma=Q_{emissario}/Q_{i,max}$ è possibile constatare l'andamento delle portate alla vasca, in termini assoluti ($Q_{emissario}$) e percentuali (γ) nel pannello (a) ed alcune curve di funzionamento dello sfioratore nel pannello (b) di Figura 3

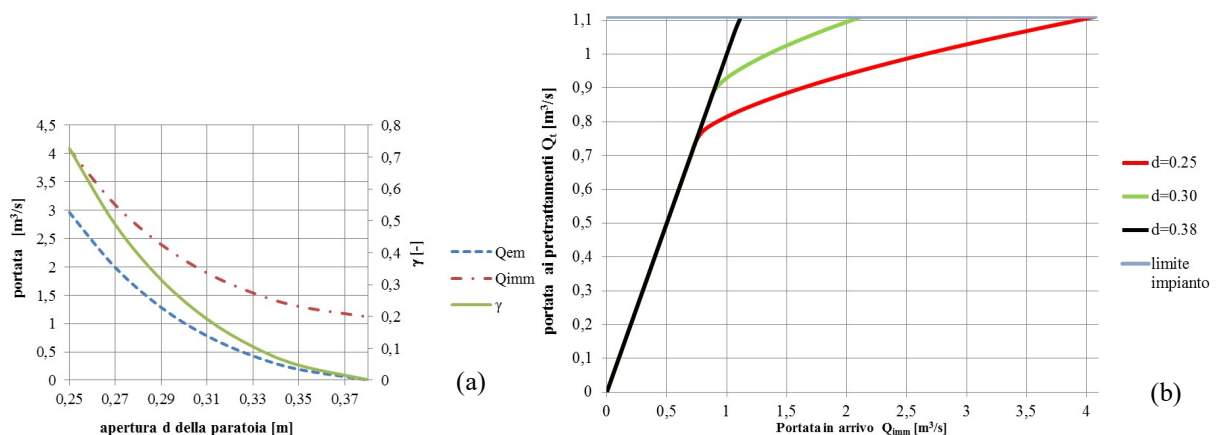


Figura 3. (a) Andamento delle portate su immissario e su emissario a servizio della vasca di laminazione, in funzione dell'apertura della paratoia, per una portata fissata ai preliminari pari a $Q_{t,max}=1,11\text{m}^3/\text{s}$. (b) Alcune curve di funzionamento della paratoia.

La presenza di una vasca di laminazione tra lo sfioratore ed il comparto di disinfezione introduce un ulteriore elemento di adattabilità del sistema, permettendo deflussi ai trattamenti preliminari o alla vasca di disinfezione compatibili con le rispettive capacità. Nello specifico, il conferimento delle acque meteoriche all'impianto di trattamento, in eccesso rispetto al valore di progetto, non determina: una riduzione della resa di rimozione del BOD nella sedimentazione primaria, rapporti di diluizione elevati, garantendo la corretta applicazione dei processi biologici, apporti di ossigeno elevati, evitando l'inibizione del processo di pre-denitrificazione (Bertanza et al., 2004; Bertanza & Prandini, 2006).

La vasca, di forma parallelepipedica con dimensione areale pari ad 1ha , è stata dimensionata considerando un idrogramma in ingresso $Q_i(t)$ di forma triangolare con una portata di picco $Q_{em,max}=Q_{i,max}-Q_{t,max}=2,97\text{m}^3/\text{s}$, un tempo di concentrazione $t_c=2,57\text{h}$ valutato con la formula di Kirpich (Kirpich, 1940), un tempo di esaurimento $t_e=2t_c$, una portata massima scaricata vincolata alla capacità del comparto di disinfezione, pari a $Q_d=0,55\text{m}^3/\text{s}$, tramite una luce di fondo di diametro $D_s=0,40\text{m}$. Integrando alle differenze finite l'equazione di continuità, accoppiata con la legge della vasca:

$$\begin{cases} \frac{dW(t)}{dt} = Q_i(t) - \mu \cdot \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2 \cdot g \cdot h(t)} \\ W(t) = A \cdot h(t) \end{cases} \quad (1)$$

con condizione iniziale corrispondente a vasca vuota ($h(t=0)=0\text{m}$), consegue un tirante massimo raggiunto $h_{\max}=3,30\text{m}$. L'altezza della vasca è stata pertanto fissata considerando un franco del 20%, $H=1,20h_{\max}\approx 4\text{m}$, valore compatibile con un funzionamento a gravità a valle della stessa. Nella seguente Figura 4 è rappresentato l'andamento temporale della portata in ingresso, in uscita e del tirante per le condizioni specificate.

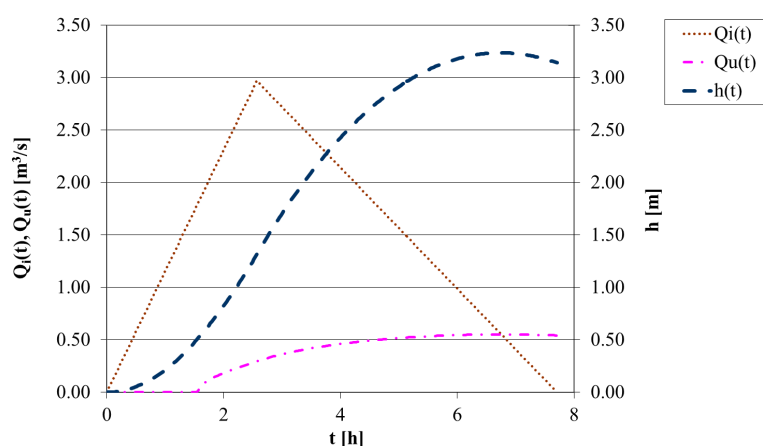


Figura 4. Evoluzione temporale della portata in ingresso, in uscita e del tirante nella vasca di laminazione.

5 CONCLUSIONI

In questa memoria è discussa la capacità di adattamento –resilienza– dell'impianto di trattamento comprensoriale di Manocalzati (Av) a seguito dell'introduzione di due opere idrauliche: uno scaricatore di piena assistito da paratoia, posto sul canale di avvicinamento, ed una vasca di laminazione. Il limite di portata ai pretrattamenti viene garantito dalla presenza di uno sfioratore laterale regolando l'apertura della paratoia di servizio. La presenza della vasca di laminazione consente di operare con rapporti di diluizione più bassi rispetto i valori suggeriti da letteratura per lo scarico nel ricettore, destinando i volumi accumulati ai pretrattamenti o al comparto di disinfezione in tempi successivi e sempre nel rispetto dei limiti di capacità.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bertanza G., Collivignarelli C., Collivignarelli M. C. (2004), La problematica delle acque meteoriche nella depurazione degli scarichi idrici. Decreto Legislativo n.152/99: interpretazione ed attuazione. Rapporti GSISR n.164, 79-91.
- Bertanza G., Prandini F. (2006), Progettazione e gestione degli impianti di trattamento: Impianti di depurazione municipali, La gestione delle acque meteoriche di dilavamento – manuale di gestione, a cura di G. Bertanza e S. Papiri, CIPA s.r.l., 193-2009.
- Folke, C., Carpenter, S. R., Walker, B., Scheffer, M., Chapin, T. & Rockström, J. Resilience thinking: integrating resilience, adaptability and transformability. *Ecology and Society* 2010, 15(4), <http://www.ecologyandsociety.org/vol15/iss4/art20/>.
- Kirpich, Z.P. Time of concentration of small Agricultural Watersheds, *Civil Engineering*, 1940, 10(6), 362-362.
- Mobilia, M., Longobardi, A. & Sartor, J. Green Roofs Hydrological Performance under Different Climate Conditions. *WSEAS Transactions on Environment and Development*, 2015, 11.
- Odum, E P. *Ecologia*, Zanichelli, Roma, 1963.
- Rossi F. & Villani P. A project for regional analysis of floods in Italy, In Rossi G. et al. (Eds), *Coping with Floods*, 1994a, 193-217.
- Rossi F. & Villani P. Regional flood estimation methods. In Rossi G. et al. (Eds) *Coping with Floods*, 1994b, 135-169.
- Vacondio, R., Aureli, F., Ferrari, A., Mignosa, P. & Dal Palù, A. Simulation of the January 2014 flood on the Secchia River using a fast and high-resolution 2D parallel shallow-water numerical scheme, *Natural Hazards*, 2016, 80(1), 103-125.
- Viccione, G. & Bovolin, V. Simulating triggering and evolution of debris-flows with SPH, *International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, 2011, 523-532.
- Violante, C., Braca, G., Esposito, E. & Tranfaglia, G. The 9 September 2010 torrential rain and flash flood in the Dragone catchment, Atrani, Amalfi Coast (southern Italy), *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2016, 16(2), 333-348.

TOWARDS A MORE SUSTAINABLE ENVIRONMENT REDUCING GREENHOUSE GASES FROM INTEGRATED URBAN DRAINAGE SYSTEMS

Giorgio Mannina¹ & Gaspare Viviani¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali, Università di Palermo, Viale delle Scienze, Ed. 8, Palermo

KEY POINTS:

- Greenhouse gases from integrated urban drainage systems are relevant and there is the need to limit emissions
- Preliminary studies on the sub-systems of integrated urban drainage systems show high values of emissions which are orders of magnitude higher respect to the values proposed by the Intergovernmental Panel on Climate change
- Integrated urban drainage models can be effective solutions to protect the environments against the emissions

1 INTRODUCTION: GREENHOUSE GASES FROM INTEGRATED URBAN DRAINAGE SYSTEMS

Climate change is caused by greenhouse gas emissions and is currently one of the most urgent challenges for humankind. The impacts of climate change are evident worldwide, and scientists predict that these impacts will intensify in the coming decades. Water and wastewater conveyed by integrated urban drainage systems contribute to greenhouse gas emissions through energy consumption (indirect CO₂ emissions) and fugitive gas emissions, such as nitrous oxide (N₂O) and methane (CH₄) (direct emissions). CH₄ and N₂O are two potent greenhouse gases with global warming potentials that are 25 and 298 times the global warming potential of CO₂, respectively (when considering a 100-year period). In addition, CH₄ and N₂O contribute to stratospheric ozone destruction. Nitrous oxide is produced via a microbial process called denitrification, which converts nitrogen to nitrous oxide and dinitrogen (an inert gas).

The production of greenhouse gases from water and wastewater occurs throughout integrated urban drainage systems, which are complex systems that are composed of three main sub-systems: sewer systems (SS), wastewater treatment plants (WWTP) and receiving water bodies (RWB).

The sewer system drains wastewater (mainly from household and industrial facilities) and rainwater to prevent problems with hygiene and flooding in urban areas. Part of this drainage water is transported to wastewater treatment plants and treated for subsequent release into a receiving water body.

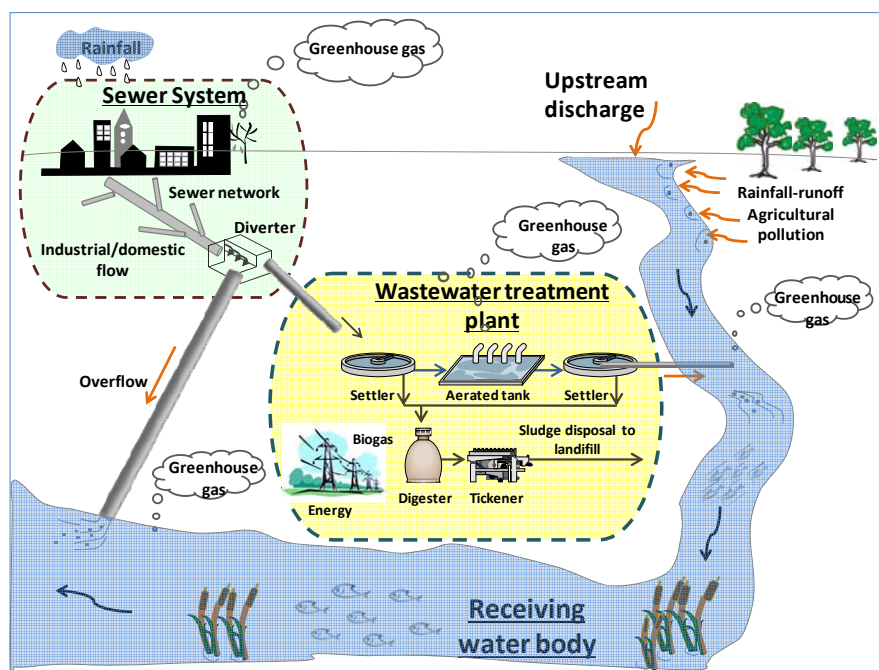


Figure 1. The integrated urban drainage system

The remaining water is generally discharged directly into the receiving water body. In addition, the receiving water body receives pollutant loads from agricultural activities (i.e., no point pollution) in the catchment (i.e., the surrounding area) that contribute to the quality status of the water body. Integrated urban drainage systems consider all systems jointly because the individual optimization of the different components will not result in an overall optimization of the system (Bach et al., 2014). The Water

Framework Directive (WFD) requires strict effluent limits for the pollutants and entails the adoption of river basin scale management for water issues and for achieving full cost recovery of water services (Benedetti et al., 2013). Similarly, the IPPC Directive requires Member States of the European Union to issue operating permits containing emission limit values based on the best available techniques. The benefits of using integrated system-wide approaches for solving real problems were demonstrated by accounting for the pollution indicators that were required by the WFD (i.e., oxygen concentrations, ammonia, nitrate, phosphorus etc.) (Langeveld et al., 2013). Despite the relevant role of greenhouse gas emissions from integrated urban drainage systems, as far as authors are aware, no studies have been carried out. In the following sections, the main studies regarding greenhouse gases from the individual sub-systems (SS, WWTP and RWB) and a final section regarding research needs beyond the state of the art are reported.

2 GREENHOUSE GASES FROM SEWER SYSTEMS

Regarding the sewer system, greenhouse gas emissions occur mainly in sewer conduits, which convey wastewater (mainly from household, industrial facilities) and rainwater. In the sewer conduits, biological processes occur due to the presence of organic substances, nutrients and microorganisms. Greenhouse gas emissions originate from anaerobic, anoxic or aerobic biological processes that occur in sewer sediments (which can be deposited at the bottom of the sewer conduits due to fluctuations in flow), bulk water and biofilms that grow on pipe walls (Figure 2). One drawback of evaluating greenhouse gases from sewer systems results from limited knowledge regarding the chemical, biological and transport processes that occur in sewers. In addition, the characteristics of the system that affect physical–chemical processes, such as sedimentation and resuspension, are problematic (Bertrand-Krajewski, J.L., 2007; Benedetti et al., 2013).

The first notable study focused on two pressure sewer systems in the Gold Coast area (Australia) and was conducted in 2008 (Guinasola et al., 2008). The authors of this study indicated that a significant amount of methane can be produced in sewer systems. Little information exists regarding the role that sewers play in producing and emitting N_2O . Contrary to the current international guidance of the Intergovernmental Panel on Climate Change, gravity sewer systems have recently been found to serve as a source of N_2O (Short et al., 2014). A consolidated and worldwide approach for effectively reducing such emission does not exist. From a mathematical modeling perspective, very few process models have been published. In addition, the applicability of these studies is generally limited to the local conditions in which they were developed.

3 GREENHOUSE GASES FROM WASTEWATER TREATMENT PLANTS

Previous results have shown that the greenhouse gases from wastewater treatment plants should be controlled and reduced due to their high global warming potential (Kampschreur et al., 2009; Law., 2012). The Environmental Protection Agency of the United States (2006) reported that N_2O from wastewater treatment plants accounts for approximately 3% of N_2O contributions and represents the sixth largest contributor. Recently, several attempts have been made to understand greenhouse gas production processes (Foley et al., 2009; Daelman et al., 2012), to quantify and measure greenhouse gas emissions (GWRC, 2011) and to predict and control greenhouse gas production (Corominas et al., 2012; Ni et al., 2013). Although greenhouse gas emissions from wastewater treatment plants are of concern, knowledge regarding their source and magnitude (mainly for N_2O) remains incomplete

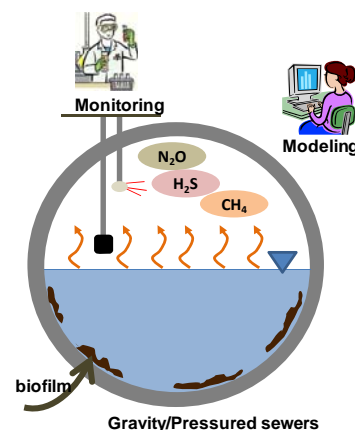


Figure 2. Main biological processes in sewer

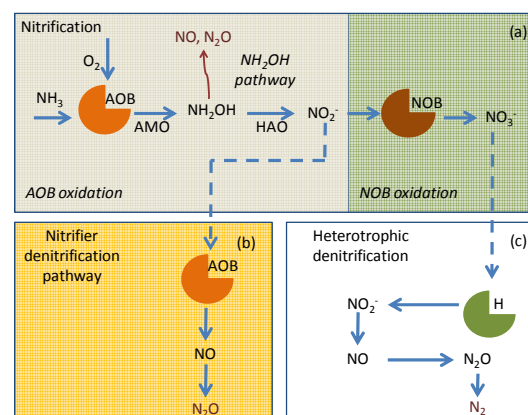


Figure 3. pathway of N_2O formation

(Kampschreur et al., 2009). Specifically, the production of N_2O due to the denitrification pathways of nitrifiers remains unknown and is an object of debate (Ni et al., 2013; Mannina et al., 2016; Sperandio et al., 2016). Specifically, N_2O can be produced both during nitrification (only by means of the ammonia oxidizing bacteria - AOB) and denitrification processes (during both the nitrification/denitrification process, hydroxylamine (NH_2OH) pathways and the heterotrophic denitrification pathway) (Figure 3).

From a mathematical modeling perspective, wastewater treatment plants are modeled using the Activated Sludge Models that were proposed by the IWA (Henze et al., 2000). These models are considered standard. Several authors have attempted to use these models (Hiatt and Grady, 2008; Corominas et al., 2012; Guo et al., 2012; Flores-Alsina et al., 2014). However, most of these mathematical models remain theoretical because they are applied to hypothetical case studies without real data. Recently, a mathematical model was successfully applied to a wastewater treatment plant (Ni et al., 2013). However, no consensus has been reached regarding the mathematical modelling of greenhouse gases from wastewater treatment plants. Very recently, an extensive Italian national project PRIN on greenhouse gas emission from WWTP has been funded and is studying the production such gases with the final aim to set-up a decision support system for their reduction (Caniani et al., 2015).

4 GREENHOUSE GASES FROM RECEIVING WATER BODIES

The issues raised by greenhouse gas emissions from receiving water bodies have been thoroughly investigated in recent years. Greenhouse gases from RWB are produced by complex biological processes in the water column (Figure 4). Many efforts have been made by the technical community to accurately budget greenhouse gas emissions from aquatic systems (Chen et al., 2013; Beaulieu et al., 2014; Musenze et al., 2014). Indeed, these studies highlighted the significant impacts of these sources on greenhouse gas emissions and climate change. A recent study reported that river and stream networks may contribute at least 10 percent of the nitrous oxide emissions resulting from anthropogenic activities to the atmosphere (Beaulieu et al., 2014). Beaulieu and co-workers measured the nitrous oxide production rates of 72 streams and found that they were three times greater than the amounts estimated by the Intergovernmental Panel on Climate Change. Musenze et al. (2014) reported the results of a two-year field gathering campaign that was conducted in a sub-tropical estuarine system and aimed to quantify CH_4 and N_2O emissions. From a modeling perspective, previous reports have not consolidated mathematical models for simulating greenhouse gas emissions from receiving water bodies (Guo et al., 2012). Despite the developed river water quality model that complements the ASM1 models that were formerly derived for wastewater treatment plants to assess the influences of both point and non-point pollution sources on water quality (Bach et al., 2014), water quality models have yet to be extended to include N_2O and CH_4 production.

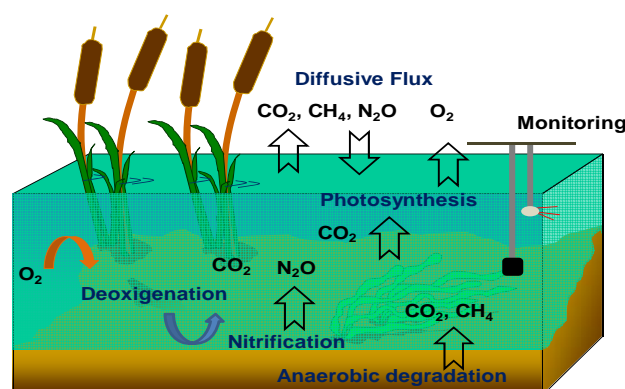


Figure 4. Main biological processes in the RWB

5 FUTURE PERSPECTIVES AND RESEARCH NEEDS

The reduction and mitigation of greenhouse gases emissions from integrated urban drainage systems has to be pointed out. To achieve such goals, the following crucial points should be addressed:

- produce a comprehensive data set on greenhouse gas emissions from integrated urban drainage systems (i.e., sewer systems, wastewater treatment plants and receiving water bodies) and create new methods for assessing this data based on measurement protocols/guidelines;
- deliver a fundamental understanding of the key processes that are responsible for producing greenhouse gas emissions from integrated urban drainage systems;
- create mathematical models using data gathered from laboratory experiments and field

monitoring to use new tools that are able to quantify the effects of mitigation measures prior to their effective realization by making simulations; the integrated mathematical model will be able to optimize (in terms of greenhouse gas reduction) the entire systems while accounting for any interactions;

- deliver innovative strategies, scenario analysis and guidelines for reducing greenhouse gas emissions from integrated urban drainage systems by means of also innovative methods; a comparison of alternative scenarios and solutions in terms of overall performance, risk and cost is warmly recommended.

REFERENCES

- Bach, M.P., Rauch, W., Mikkelsen, P.S., McCarthy, D.T., Deletic, A. (2014). A critical review of integrated urban water modelling Urban drainage and beyond. *Environmental Modelling & Software* 54, 88-107.
- Beaulieu, J.J., Smolenski, R.L., Nietch, C.T., Townsend-Small, A., Elovitz, M.S., Schubauer-Berigan, J.P. (2014). Denitrification alternates between a source and sink of nitrous oxide in the hypolimnion of a thermally stratified reservoir. *Limnol. Oceanogr.*, 59(2), 495–506.
- Benedetti, L., Langeveld, J., Comeau, A., Corominas, L., Daigger, G., Martin, C., Mikkelsen, P.S., Vezzaro, L., Weijers, S., Vanrolleghem, P.A. (2013). Modelling and monitoring of integrated urban wastewater systems: review on status and perspectives. *Water Science & Technology* 68(6), 1203-1215.
- Bertrand-Krajewski, J.L. (2007) Stormwater pollutant loads modelling: epistemological aspects and case studies on the influence of field data sets on calibration and verification. *Water Science and Technology* 55 (4), 1–17.
- Caniani, D., Esposito, G., Gori, R., Mannina, G. (2015). Towards a new decision support system for design, management and operation of wastewater treatment plants for the reduction of greenhouse gases emission. *Water*, 7(10), 5599-5616.
- Chen, Q.-f., Ma, J.-j., Liu, J.-h., Zhao, C.-s., Liu, W., (2013). Characteristics of greenhouse gas emission in the Yellow River Delta wetland. *International Biodeterioration & Biodegradation* 85, 646-651.
- Corominas, L., Flores-Alsina, X., Snip, L., Vanrolleghem, P.A. (2012). Comparison of different modeling approaches to better evaluate greenhouse gas emissions from whole wastewater treatment plants. *Biotechnol. Bioeng.* 109(11), 2854-2863.
- Daelman, M.R.J., van Voorthuizen, E.M., van Dongen, U.G.J.M., Volcke, E.I.P., van Loosdrecht, M.C.M. (2012). Methane emission during municipal wastewater treatment. *Water Res.* 46, 3657-3670.
- Flores-Alsina, X., Arnell, M., Amerlinck, Y., Corominas, L., Gernaey, K.V., Guo, L., Lindblom, E., Nopens, I., Porro, J., Shaw, A., Snip, L., Vanrolleghem, P.A., Jeppsson, U. (2014). Balancing effluent quality, economic cost and greenhouse gas emissions during the evaluation of (plant-wide) control/operational strategies in WWTPs. *Sci. Total Environ.* 466–467, 616–624.
- Foley, J., Yuan, Z., Lant P. (2009). Dissolved methane in rising main sewer systems: field measurements and simple model development for estimating greenhouse gas emissions. *Water Science & Technology* 60(11), 2963–2971.
- Guisasola, A., de Haas, D., Keller, J., Yuan, Z. (2008). Methane formation in sewer systems. *Water Research* 42 (6–7), 1421–1430.
- Guo, L., Porro, J., Sharma, K.R., Amerlinck, Y., Benedetti, L., Nopens, I., Shaw, A., Van Hulle, S.W.H., Yuan, Z., Vanrolleghem, P.A. (2012). Towards a benchmarking tool for minimizing wastewater utility greenhouse gas footprints. *Water Sci. Technol.* 66(11), 2483-2495.
- GWRC-Global Water Research Coalition. N₂O and CH₄ Emission from Wastewater Collection and Treatment Systems - State of the Science Report, 2011-29, London, UK.
- Henze, M., Gujer, W., Mino, T., van Loosdrecht, M.C.M. (2000). Activated sludge models ASM1, ASM2, ASM2d and ASM3. London: IWA Scientific and Technical Report no. 9 IWA.
- Hiatt, W.C., Grady, Jr C.P.L. (2008). An updated process model for carbon oxidation, nitrification, and denitrification. *Water Environ. Res.* 80(11), 2145–2156.
- Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) (2006). Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories.
- Kampschreur, M.J., Temmink, H., Kleerebezem R., Jettena, M.S.M., van Loosdrecht, M.C.M. (2009). Nitrous oxide emission during wastewater treatment. *Water Research* 43, 4093-4103.
- Langeveld J., Nopens I., Schilperoort R., Benedetti L., de Klein J., Amerlinck Y., Weijers S. (2013). On data requirements for calibration of integrated models for urban water systems. *Water Science & Technology* 68(3), 728-736.
- Law, Y., Ye, L., Pan, Y., Yuan, Z. (2012). Nitrous oxide emissions from wastewater treatment processes. *Phil. Trans. R. Soc. B.* 367, 1265–1277.
- Mannina, G., Ekama, G., Caniani, D., Cosenza, A., Esposito, G., Gori, R., Garrido-Baserba, M., Rosso, D., Olsson, G. (2016). Greenhouse gases from wastewater treatment - a review of modelling tools. *Science of the Total Environment*, 551, 254-270.
- Musenze, R.S., Werner, U., Grinham, A., Udy, J., Yuan, Z. (2014). Methane and nitrous oxide emissions from a subtropical estuary (the Brisbane River estuary, Australia). *Science of the Total Environment* 472, 719–729.
- Ni, B.J., Ye, L., Law, Y., Byers, C., Yuan, Z. (2013). Mathematical Modeling of Nitrous Oxide (N₂O) Emissions from Full-Scale Wastewater Treatment Plants. *Environ. Sci. Technol.* 47(14), 7795–7803.
- Short, M.D., Daikeler, A., Peters, G.M., Mann, K., Ashbolt, N.J., Stuetz, R.M., Peirson, W.L. (2014). Municipal gravity sewers: An unrecognized source of nitrous oxide. *Science of the Total Environment* 468–469, 211–218.
- Sperandio, M., Guo, G., Ni, B., Vanrolleghem, P., Yuan, Z. (2016) Evaluation of different nitrous oxide production models with four continuous long-term wastewater treatment process data series. *Bioprocess Biosyst Eng.*, DOI 10.1007/s00449-015-1532-2.

IL DESTINO DEI MICROINQUINANTI NEGLI IMPIANTI DI DEPURAZIONE E NEI CORPI IDRICI

Alida Cosenza¹, Donatella Piscionieri², Carmelo Maida³, Giuseppe Papa¹ & Gaspare Viviani¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, aerospaziale, dei Materiali (DICAM)- Scuola Politecnica, Università di Palermo
(2) Mass Spectrometry Laboratory for risk and quality control A.O.U.P. "P. Giaccone", Palermo.; (3) Dipartimento di Scienze per la promozione della salute materna e infantile, Scuola di Medicina e Chirurgia, Università di Palermo.

ASPETTI CHIAVE:

- Monitoraggio di droghe in quattro impianti di depurazione siciliani e in un corpo idrico ricettore.
- Elevata presenza nei reflui influenti a tutti gli impianti monitorati di THC-COOH e BEG, metaboliti rispettivamente della cannabis e della cocaina.
- Fenomeni di degradazione naturale ad opera del biota e/o di accumulo nei sedimenti del corpo idrico ricettore comportano la riduzione delle concentrazioni di THC-COOH.

1. INTRODUZIONE

La comunità scientifica ha mostrato, negli ultimi venti anni, un interesse sempre crescente nei riguardi dei contaminanti emergenti e/o xenobiotici. Questi comprendono un ampio range di sostanze, differenti per struttura e applicazioni (farmaci, droghe illecite, etc.), aventi la caratteristica di essere persistenti nell'ambiente e bioaccumulanti, per cui possono avere effetti tossici per le comunità biotiche e per la salute umana a seguito di esposizioni croniche (Fent *et al.*, 2006; El-Shahawi *et al.*, 2010). In particolare, le droghe illecite possono avere proprietà psicoattive nei riguardi degli organismi umani (Yan *et al.*, 2014); esse sono escrete tramite le urine e le feci, giungendo sino agli impianti di depurazione attraverso il sistema fognario (Castiglioni *et al.*, 2006). Negli ultimi anni è stato dimostrato che gli impianti di trattamento biologico dei reflui urbani hanno un effetto blando sulla riduzione della concentrazione delle droghe (Castiglioni *et al.*, 2006). Pertanto, la maggior parte della massa di droghe che giunge all'impianto viene rilasciata nel corpo idrico ricettore, insieme all'effluente trattato (Senta *et al.*, 2014). La nota riferisce dei primi risultati di una ricerca condotta al fine di analizzare la presenza delle droghe illecite e dei loro metaboliti nelle reti fognarie e nei corpi idrici e la capacità di rimozione che può essere garantita dagli impianti di depurazione a servizio dei centri urbani. A tale scopo sono state analizzate le seguenti droghe: cocaina, benzoilecgonina (BEG), morfina, codeina, metadone, 2-etilidina-1, 5-dimetil-3,3-difenilpirrolidina (EDDP), metamfetamina (MET), 3,4-metilendioossiamfetamina (MDA), 3,4-metilendioossietilamfetamina (MDE o MDEA), 3,4-metilendioossimetamfetamina (MDMA) e 11-nor-9-carboxy-delta-9-THC (THC-COOH). Le misure sono state eseguite in due campagne sperimentali, condotte in quattro impianti di depurazione siciliani a servizio di centri urbani di diversa potenzialità e in un corso d'acqua naturale ricettore dei reflui trattati da due di tali impianti.

2. MATERIALI E METODI

2.1 Prima campagna sperimentale

Nel corso della prima campagna sperimentale sono stati monitorati due impianti di depurazione, citati come ID1 e ID2. Gli impianti hanno uno schema di trattamento convenzionale a fanghi attivi con digestione aerobica dei fanghi. I due impianti hanno una potenzialità rispettivamente di 440.000 AE (ID1) e 115.000 AE (ID2). Sono stati eseguiti 17 campionamenti nell>ID1 e 25 nell>ID2; nel corso dei quali sono stati prelevati campioni compositi e campioni istantanei. In particolare, sono stati prelevati campioni compositi del reflu influente (campione 0C) e dell'effluente trattato (3C), mentre i campioni istantanei sono stati prelevati nell'influente (0I), nell'effluente trattato (3I), nella miscela aerata della vasca a fanghi attivi (1I) e nel ricircolo del fango dal sedimentatore alla vasca a fanghi attivi (2I).

2.2 Seconda campagna sperimentale

Nel corso della seconda campagna sperimentale sono stati monitorati due impianti di depurazione (ID3 e ID4) e il corso d'acqua nel quale trovano recapito gli effluenti trattati dai due impianti. I due impianti hanno entrambi limitata potenzialità (potenzialità di 7000 e 2000 AE) e hanno uno schema di trattamento convenzionale a fanghi attivi; il corso d'acqua questo ricade nella zona nord-occidentale del versante settentrionale della Sicilia. Sono stati eseguiti 5 campionamenti, con prelievo di campioni istantanei nei quali è stata misurata la concentrazione di THC-COOH, metabolita della cannabis. Per ogni campionamento sono stati prelevati campioni dell'influente (OI) e dell'effluente trattato (3I) in entrambi gli impianti di depurazione; inoltre sono stati prelevati campioni in tre sezioni del corso d'acqua (R1, R2, R3, procedendo da monte verso valle), di cui la sezione R1 localizzata a monte idraulica dello scarico dell'ID4.

2.3 Misure analitiche

La procedura di analisi è stata suddivisa in tre fasi: (i) pretrattamento del campione; (ii) estrazione in fase solida; (iii) analisi cromatografica. Il pretrattamento del campione è stato eseguito mediante doppia fase di filtrazione finalizzata all'eliminazione dei solidi sospesi. Nel corso della prima fase di filtrazione sono stati adoperati tre filtri sovrapposti "Cellulose filter paper" (Whatman) da 1-11 μm . Nel corso della seconda fase di filtrazione sono stati adoperati "Cellulose Nitrate filter" (Sartorius Stedim Biotech GmbH) da 0.45 μm ; un volume di 500 mL di campione filtrato è stato acidificato a pH 2 mediante aggiunta di HCl al 37% e successivamente addizionato con 500 μL di una soluzione di standard interni deuterati alla concentrazione di 1 mg/L. La fase di estrazione in fase solida è stata eseguita sul campione pretrattato, adottando colonnine (o cartucce) a fase mista inversa-scambio cationico Bond Elut Plexa PCX, 60 mg, 3 mL della Agilent Technologies. Le cartucce sono state preventivamente condizionate con 6 mL di CH_3OH , 3 mL di H_2O Milli Q Unit (Millipore, Bedford USA) e 3 mL di HCl 0.01M. Infine, la fase di analisi cromatografica è stata eseguita utilizzando un HPLC Ultimate 3000 (Thermo Scientific®) con spettrometro di massa Q-Exactive (Thermo Scientific®), che coniuga le alte prestazioni del quadrupolo per la selezione degli ioni con l'alta risoluzione dell'Orbitrap per la determinazione della massa accurata degli ioni.

3. RISULTATI E DISCUSSIONE

Nei seguenti paragrafi sono sintetizzati e discussi i principali risultati ottenuti nel corso delle due campagne sperimentali. Per brevità verranno discussi prevalentemente i valori medi ricavati per ciascuno dei microinquinanti analizzati.

3.1 Prima campagna sperimentale

In Figura 1 sono sintetizzati i principali risultati relativi alla prima campagna sperimentale; in particolare, a titolo di esempio la Figura 1a mostra l'andamento del microinquinante BEG (metabolita della cocaina) rilevato nel corso dei vari campionamenti eseguiti; invece nelle Figure 2a e 3a sono riportati i valori medi, per singolo contaminante, misurati nel corso di tutti i campionamenti per l'ID1 e l'ID2.

La concentrazione di BEG nei reflui influenti di entrambi gli impianti di depurazione monitorati è risultata compresa tra 100 e 500 ngL^{-1} (Figura 1a). Tali valori rientrano, come ordine di grandezza, nel range di misura riscontrato in precedenti sperimentazioni citate in letteratura, eseguite da Zuccato *et al.* (2005) (cocaina: 42 ngL^{-1} , BEG: 390 ngL^{-1}) e da Mari *et al.* (2009) (cocaina: 50 ngL^{-1} , BEG: 127 ngL^{-1}). Nel corso della sperimentazione sono state riscontrate concentrazioni di BEG superiori rispetto al composto originario, in conseguenza delle trasformazioni metaboliche umane della cocaina (Zuccato *et al.*, 2005). Per entrambi gli impianti i principali microinquinanti rilevati nei campioni compositi influenti (sezione 0C) sono stati: BEG, cocaina, codeina, morfina e THC-COOH (Figura 1b,c). Nel refluo influente dell'ID1 sono state rilevate concentrazioni di codeina cinque volte superiori rispetto a quelle dell'ID2. Valori molto simili a quelli riscontrati nell'ID1 sono stati misurati da Castiglioni *et al.* (2006) (54 ngL^{-1}) e da Repice *et al.* (2013) (288 ngL^{-1}). Stante l'uso della codeina come analgesico, è probabile che la presenza nei reflui influenti l'ID1 sia di origine ospedaliera. Concentrazioni medie trascurabili sono state riscontrate in entrambi gli impianti per il metadone e l'EDDP, suo principale metabolita (3,29 e 8,2 ngL^{-1} rispettivamente) (Figura 1b,c).

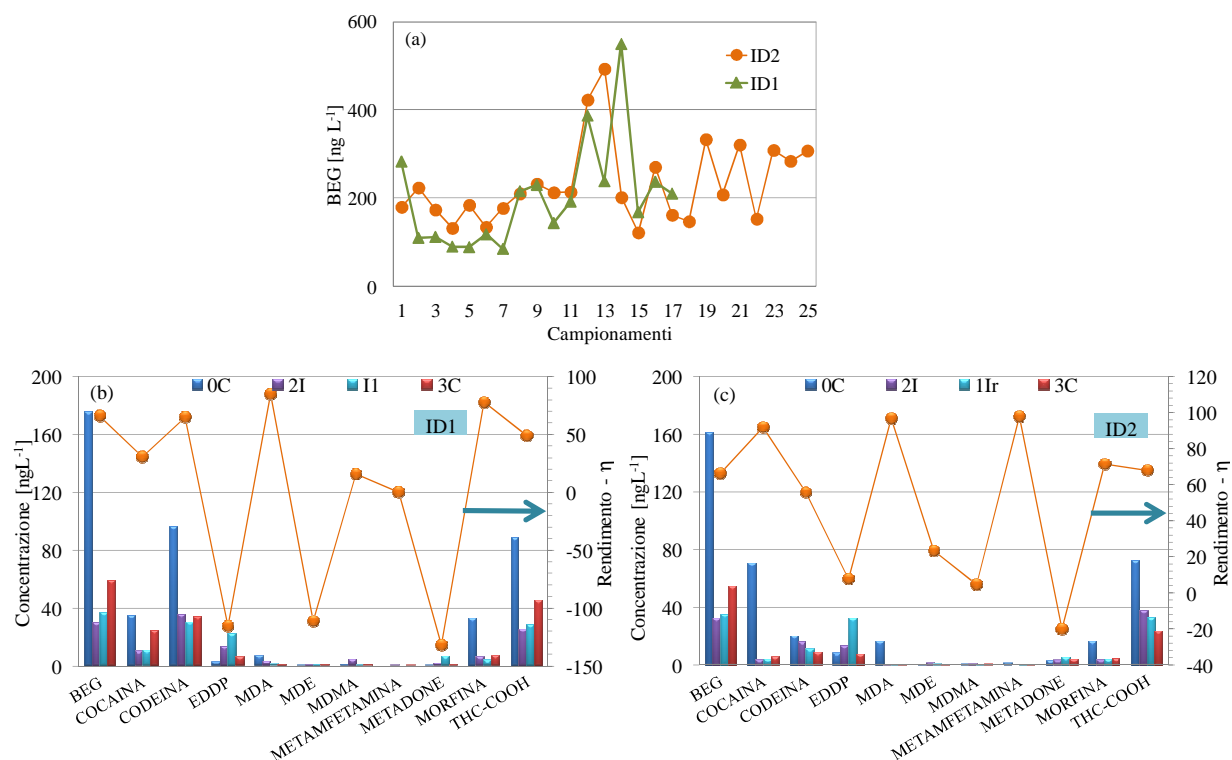


Figura 1. Andamento dei valori di BEG nei campioni istantanei influenti degli impianti ID1 e ID2 (a); andamenti dei valori medi dei microinquinanti misurati e del rendimento di depurazione medio negli impianti ID1 (b) e ID2 (c)

Analogamente, concentrazioni trascurabili di MDA e MDE (rispettivamente 4,6 ngL⁻¹ e 1,5 ngL⁻¹) sono state riscontrate, in media, nell'influente composto di entrambi gli impianti (Figura 1b,c); tale risultato è in linea coi valori rilevati da *Castiglioni et al.* (2006), pari rispettivamente a 4,6 ngL⁻¹ e 1,5 ngL⁻¹. Le concentrazioni di morfina rilevate nei campioni composti sono risultate pari a 16 e 32,48 ngL⁻¹, rispettivamente per gli impianti di ID2 e ID1. Tale risultato è in linea con quanto misurato da *Mari et al.* (2009) e da *González-Mariño et al.* (2012), rispettivamente pari a 12,3 e 21 ngL⁻¹. Il THC-COOH ha assunto valori relativamente elevati in accordo con altri studi di letteratura (*González-Mariño et al.*, 2012). Infatti, sebbene esso abbia origine naturale, quindi più facilmente biodegradabile, tuttavia la sua presenza nelle acque reflue è da imputare al largo utilizzo di cannabis da parte delle comunità. La concentrazione di THC-COOH misurata nei campioni influenti degli impianti (sezione 0C) è stata pari a 72,39 ngL⁻¹ per l'ID2 e 88,95 ngL⁻¹ per l'ID1. Per quanto riguarda il rendimento di rimozione, dall'analisi delle Figure 2b e 3c si evidenzia che per molte sostanze è stata riscontrata una riduzione della concentrazione all'interno della vasca a fanghi attivi (sezione 1I), probabilmente dovuta ad un fenomeno di adsorbimento nella fase solida. Inoltre, per alcuni degli inquinanti ricercati (BEG, cocaina, MDA, MDMA, morfina, in entrambi gli impianti; codeina e THC-COOH per ID1) è stato registrato un aumento della concentrazione nell'effluente trattato (campioni 3C), rispetto alla miscela aerata della vasca a fanghi attivi (campioni 1I) (Figura 2b,c). Tale risultato è verosimilmente addebitabile al processo di desorbimento dai fiocchi di fango e alla formazione di composti coniugati da parte di molti metaboliti dei cannabinoidi (*Gilbert et al.*, 2014). Tali composti, in particolari condizioni non ancora del tutto chiarite dagli studi di letteratura, subiscono una scissione (idrolisi) durante il processo di trattamento dei reflui, finendo per riformare i composti da cui essi derivano. Tale circostanza, legata alle basse concentrazioni misurate, ha determinato per alcuni microinquinanti rendimenti di rimozione negativi (e.g., MDE e metadone in entrambi gli impianti).

3.2 Seconda campagna sperimentale

In Tabella 1 sono sintetizzati i risultati relativi alla seconda campagna sperimentale. Le concentrazioni medie di THC-COOH, misurate nei campioni influenti istantanei (0I) prelevati da entrambi gli impianti di depurazione (ID3 e ID4), sono dello stesso ordine di grandezza di quelle misurate negli impianti ID1 e ID2,

nonostante le differenti potenzialità degli impianti stessi; un corretto confronto tra le misure così eseguite deve tuttavia tener conto delle differenti modalità di prelievo eseguite per gli impianti ID1 e ID2 (campioni compositi) e per i rimanenti ID3 e ID4 (campioni istantanei). Il rendimento di rimozione dell'impianto ID4 (67 %) è confrontabile con quello rilevato negli impianti ID1 (49 %) e ID2 (68 %). Invece, superiore è il rendimento rilevato nell'ID3 (86 %). Modesto, anche se non trascurabile, è il rendimento rilevato lungo il corpo idrico ricettore tra le sezioni R2 e R3, a valle dei due impianti di depurazione, verosimilmente da attribuire a fenomeni di degradazione naturale ad opera del biota e/o all'accumulo nei sedimenti.

Sezione di campionamento	Valore medio [ng L ⁻¹]	Rendimento [%]
OI - ID3	106.90	86
3I - ID3	15.10	
OI - ID4	54.25	
3I - ID4	18.15	
R1	40.30	17
R2	17.80	
R3	14.70	

Tabella 1. Valori medi misurati del THC-COOH durante la seconda campagna sperimentale e rendimenti di rimozione

4. CONCLUSIONI

Lo studio condotto ha mostrato elevate concentrazioni di BEG (metabolita della cocaina) e di THC-COOH (metabolita della cannabis) nei reflui influenti ai quattro impianti di depurazione monitorati. Per alcuni inquinanti ricercati (BEG, cocaina, MDA, MDMA, morfina, in entrambi gli impianti; codeina e THC-COOH per ID1) è stata registrata una maggiore concentrazione nell'effluente trattato, rispetto a quella della miscela aerata della vasca a fanghi attivi. Tale risultato è verosimilmente addebitabile all'adsorbimento nei fiocchi di fango dei suddetti microinquinanti ed al successivo fenomeno di desorbimento. Per quanto riguarda il corpo idrico ricettore, è stata riscontrata una parziale rimozione di THC-COOH attribuibile alla degradazione naturale ad opera del biota e/o all'accumulo nei sedimenti.

RIFERIMENTI

- Castiglioni, S., Zuccato, E., Crisci, E., Chiabrando, C., Fanelli, R., Bagnati, R. Identification and measurement of illicit drugs and their metabolites in urban wastewater by liquid chromatography-tandem mass spectrometry, *Anal Chem*, 2006, 78, 8421–8429.
- El-Shahawi, M.S., Hamza, A., Bashammakh, A.S., Al Saggaf, W.T. An overview on the accumulation, distribution, transformations, toxicity and analytical methods for the monitoring of persistent organic pollutants. *Talanta*, 2010, 80, 1587–1597.
- Fent, K., Weston, A.A., Caminada, D., Ecotoxicology of human pharmaceuticals. *Aquat. Toxicol.*, 2006, 76, 122–159.
- Gilbert, N., Cormack, P.A.G., Marcé, R.M., Fontanals, N., Borrull, F. Selective determination of pharmaceuticals and illicit drugs in wastewaters using a novel strong cation-exchange solid-phase extraction combined with liquid chromatography–tandem mass spectrometry. *J. Chromatogr A*, 2014, 1325, 137–146.
- González-Mariño, I., Quintana, J.B., Rodríguez, I., González-Díez, M., Cela, R. Screening and selective quantification of illicit drugs in wastewater by mixed mode solid phase extraction and quadrupole time-of-flight liquid chromatography mass spectrometry. *Anal Chem*, 2012, 84, 1708–1717.
- Mari, F., Politi, L., Biggeri A., Accetta, G., Trignano, C., Padua, M.D., et al. Cocaine and heroin in wastewater plant: a 1 year study in the city of Florence, Italy. *Forensic. Sci. Int.*, 2009, 189, 88–92.
- Repice, C., Dal Grande, M., Maggi, R., Pedrazzani, R. Licit and illicit drugs in a wastewater treatment plant in Verona, Italy. *Science of the Total Environment*, 2013, 463–464, 27–34.
- Senta, I., Krizman, I., Ahel, M., Terzic, S. Assessment of stability of drug biomarkers in municipal wastewater as a factor influencing the estimation of drug consumption using sewage epidemiology. *Science of the Total Environment* 487, 2014, 659–665.
- Zuccato, E., Chiabrando, C., Castiglioni, S., Calamari, D., Bagnati, R., Schiarea, S., Fanelli, R. Cocaine in surface water: a new evidence-based tool to monitor community drug abuse. *Environ Health*, 2005, 4, 1–7.

CARATTERIZZAZIONE DEI SEDIMENTI MARINI: IL CASO DELLA RADA DI AUGUSTA

Gaetano Di Bella ¹ & Gaspare Viviani ²

(1) Facoltà di Ingegneria e Architettura, Università di Enna “Kore” (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali, Università di Palermo

ASPETTI CHIAVE

- *È stata analizzata la caratterizzazione dei sedimenti marini contaminati finalizzata alla valutazione dei possibili interventi di risanamento e bonifica.*
- *È stata evidenziata la necessità di valutare correttamente le performance medie che il trattamento di decontaminazione deve garantire, su campioni tal quali e selezionati mediante frazionamento granulometrico.*
- *La contaminazione tende a concentrarsi nella frazione fine, per cui è possibile ridurre le masse di sedimenti da sottoporre a trattamento, che tuttavia a seguito di frazionamento presentano concentrazioni maggiori di quelle originarie, richiedendo così rendimenti di trattamento maggiori.*

1. PREMESSA

Il dragaggio dei sedimenti è da molto tempo un'operazione fondamentale ai fini del mantenimento delle profondità operative che consentono la navigabilità delle aree portuali. Di recente queste operazioni hanno assunto un ruolo nuovo all'interno di un contesto più ampio, che preveda, quando necessario, la bonifica di aree portuali caratterizzate dalla presenza di sedimenti contaminati (*D.lgs 152/06*).

Nella nota sono affrontate le problematiche relative alla caratterizzazione dei sedimenti portuali, mettendo in risalto gli aspetti analitici relativi alla caratterizzazione dei campioni tal quale (t.q.), rappresentativa dello stato ambientale dei sedimenti in-situ e prevalentemente finalizzata alla valutazione degli effetti ecotossicologici ed ecologici, e alla caratterizzazione dei campioni ottenuti a seguito di selezione con frazionamento granulometrico, finalizzata alle successive operazioni di trattamento ex-situ della frazione fine per la bonifica e il recupero. Entrambi gli approcci sono fondamentali per la valutazione delle azioni di dragaggio, mirate al risanamento e alla bonifica. Se da un lato però, la caratterizzazione del sedimento t.q. può fornire informazioni più o meno dirette sull'effettivo livello di rischio ecologico (*ICRAM, 2008*), dall'altro il pretrattamento e il frazionamento granulometrico possono influenzare significativamente le operazioni di recupero e riuso dei sedimenti dopo il trattamento, quali ad esempio il *sediment washing* o lo smaltimento residuale (*Di Bella et al., 2014, 2015*). In tal senso, il frazionamento granulometrico preliminare, tecnica largamente utilizzata nella manipolazione dei sedimenti dragati prima del trattamento di decontaminazione, è spesso applicato per ridurre la quantità di sedimenti da sottoporre a trattamento, in quanto la prevalente contaminazione tende a concentrarsi alla frazione più fine (limo e argilla).

In particolare, è appresso presentata un'analisi critica dei risultati relativi alla caratterizzazione dello stato di contaminazione dei sedimenti della Rada di Augusta (Sicilia), ricadente all'interno nel SIN (Sito di Interesse Nazionale) di Priolo.

La Rada di Augusta ricade all'interno dell'omonima Baia, tra Capo Santa Croce e Punta Magnisi; essa si sviluppa per una lunghezza di circa 8 km e una distanza dalla linea di costa di circa 4 km, raggiungendo una estensione superficiale di circa 23,5 km² e una profondità media di 15 m. Il porto di Augusta è uno dei più importanti centri costieri del Mediterraneo, per via delle ingenti operazioni di bunker, cambio equipaggio, riparazioni e manutenzione navi, carico/scarico merci che in esso hanno luogo. La caratterizzazione della contaminazione dei sedimenti nella Rada di Augusta è stato già affrontata da un accurato lavoro condotto dall'Istituto Centrale per la Ricerca scientifica e tecnologica Applicata al Mare nel biennio 2006-2008 (*ICRAM, 2008*). In particolare, la caratterizzazione ambientale, finalizzata alla bonifica, ha seguito uno sviluppo articolato in 2 fasi successive, sulle “aree prioritarie e sulle “aree di approfondimento”. L'analisi condotta ha evidenziato livelli di contaminazione tali da richiedere il trattamento dei sedimenti dragati soprattutto a causa della presenza di Mercurio e Idrocarburi pesanti; su questi due parametri è stata basata l'analisi critica dei risultati appresso proposta, nonché l'approfondimento analitico.

In particolare, sulla base della caratterizzazione condotta dall'ICRAM, sono stati condotti nuovi studi di approfondimento, mirati alla valutazione dell'effettivo rendimento che il trattamento di bonifica deve garantire. L'analisi è stata eseguita in due differenti parti:

- 1) analisi statistica preliminare dei dati di caratterizzazione della campagna ICRAM (Fase II), finalizzata a quantificare l'effettiva gravità della contaminazione, in termini di superamento dei valori di intervento definiti dall'ICRAM;
- 2) approfondimento della caratterizzazione del sito, mediante prelievo di nuovi campioni di sedimento, sottoposti a selezione sulla base della differente frazione granulometrica (fine e grossolana); l'individuazione delle aree oggetto del nuovo campionamento è stata condotta a partire dai risultati dello studio condotto dall'ICRAM.

2. DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI CONTAMINAZIONE NEI SEDIMENTI TAL QUALI

L'interpretazione dei risultati analitici eseguita dall'ICRAM è stata condotta con l'obiettivo principale di definire il rispetto di standard di tipo ecotossicologico, tali da definire lo stato di qualità ambientale del sito. In tal senso, nonostante alcuni risultati ottenuti non abbiano segnalato un effettivo superamento dei limiti di legge, l'analisi condotta dall'ICRAM ha permesso di individuare dei "limiti di intervento" sulla base degli aspetti ecologici ed ecotossicologici, in linea con l'indirizzo generale definito recentemente dalla comunità Europea (Direttiva 2000/60/CE). In sostanza, al fine di definire la qualità dei sedimenti e la successiva gestione, i risultati analitici sono stati valutati rispetto a valori di riferimento specifici per ogni elemento strategico, sulla base del singolo aspetto caratterizzante:

- per il rischio ecologico: rispetto dei valori d'intervento ICRAM per le sostanze per le quali sono stati formulati;
- per il rischio sanitario: rispetto dei valori limite della colonna B della Tab. 1 dell'All. 5 al Titolo V alla Parte Quarta del D.Lgs. 152/06 per tutti i parametri analizzati, ai fini della gestione dei sedimenti contaminati;
- per lo smaltimento finale della parte residuale: rispetto dei valori limite per la classificazione delle sostanze pericolose, in linea con l'Allegato D del D.Lgs 152/2006 Parte IV - Titolo I e II, come indicato dall'art. 1 comma 996 della Legge n. 296 del 27 dicembre 2006, ai fini della gestione dei sedimenti contaminati.

Questo approccio, sebbene chiarisce e conferma la necessità di intervento sulla base delle esigenze ecotossicologiche, distinguendo le aree secondo un livello cromatico crescente di "priorità" (verde, giallo, rosso, viola), tuttavia non evidenzia chiaramente l'effettivo "impegno" di trattamento, in termini di rendimenti "minimi" da raggiungere per il trattamento successivo. Ad esempio, una concentrazione di idrocarburi di 800 o 3000 mg_{TPH}/Kg_{SS}, pur ricadente sempre in "zona rossa" (dove le concentrazioni rilevate risultavano superiori ai valori limite del D.Lgs 152/2006, ma inferiori a quelle per le sostanze pericolose), corrisponde a due differenti esigenze di trattamento, tali da garantire rendimenti del 40-50%, nel primo caso, superiori al 75% nel caso di sedimenti che contengano circa 3000 mg_{HC}/Kg_{SS}.

Al fine quindi di quantificare il grado di superamento e, quindi, il potenziale rendimento richiesto dall'intervento di bonifica, i dati analitici riportati nelle tabelle allegate allo studio ICRAM sono stati rielaborati secondo un idoneo approccio statistico. Più specificatamente, l'analisi è stata fatta considerando le aree di campionamento più significative, suddivise nelle 4 aree geografiche (nord, interna, centrale e sud), e i primi 50 cm di sedimenti. In Figura 1 sono riportate le elaborazioni relative al Mercurio e agli Idrocarburi.

Da un suo esame si evince che la situazione più grave risulta essere quella dovuta alle elevate concentrazioni di Mercurio. In particolare, in tutte le sub-aree analizzate, il Mercurio supera tutti i limiti di riferimento, compresi quelli del cosiddetto "intervento ICRAM". L'area centrale e meridionale, mostrano superamenti di ben 35-40 volte i suddetti limiti. Nelle stesse aree, la contaminazione da idrocarburi evidenzia il superamento dei soli limiti relative al D.Lgs 152/06, basate sulle concentrazioni di soglia di contaminazioni; in questo caso l'area settentrionale e interna non mostrano particolari condizioni di superamento, a parte qualche "hot spot".

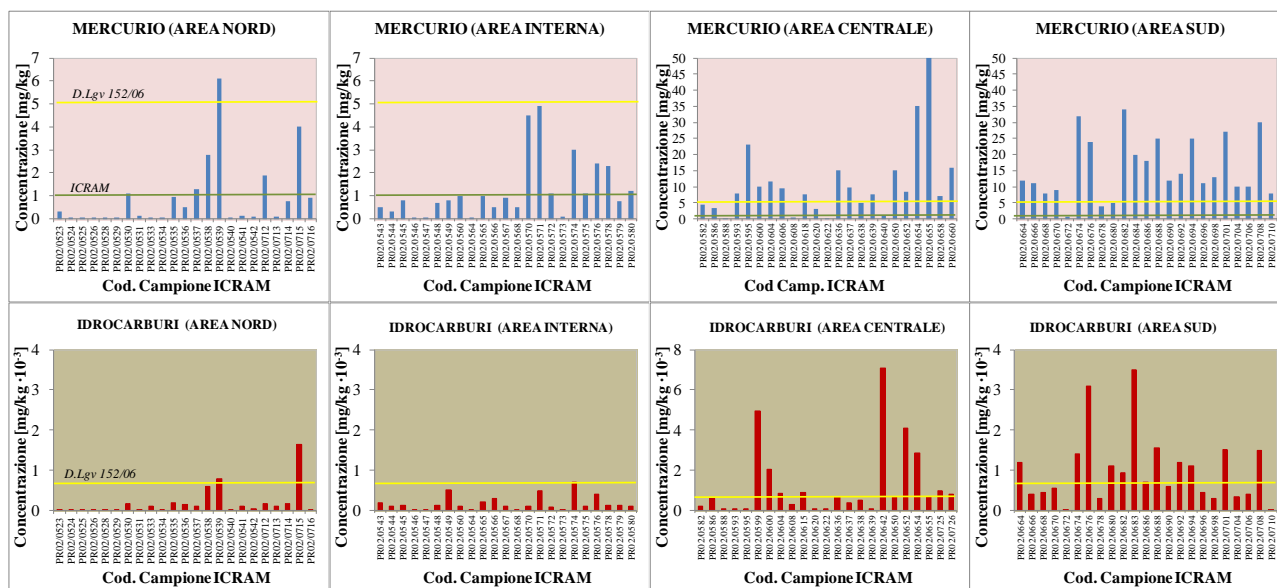


Figura 1. Istogrammi di concentrazione delle specie di interesse nelle aree di riferimento

3. DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI CONTAMINAZIONE NELLA FRAZIONE FINE E GROSSOLANA

Nonostante la caratterizzazione del sedimento tal quale risulta il punto di partenza prioritario per l'approccio decisionale di intervento, è stato dimostrato che la separazione granulometrica finalizzata all'eventuale recupero della frazione grossolana non contaminata, se, da un lato, consente di ridurre peso e volume della frazione da sottoporre a trattamento e/o smaltimento, dall'altro, aumenta il rendimento di rimozione degli inquinanti che l'eventuale sistema di trattamento deve garantire oppure il livello di protezione ambientale che l'impianto di smaltimento finale deve soddisfare nei confronti della frazione residuale (Di Bella et al., 2014, 2015). In tal senso, la caratterizzazione chimica del campione tal quale non risulta completamente esaustiva per la progettazione di interventi di bonifica ex-situ dei sedimenti dragati. In particolare, ove si voglia ricorrere al riutilizzo dei sedimenti dragati, piuttosto che al loro smaltimento, occorre procedere alla caratterizzazione, oltre che del sedimento tal quale, anche di frazioni granulometriche di "interesse" al fine di verificarne il rispetto dei limiti previsti dalle norme in materia (D.lgs. 152/2006). Infatti, alcune tecniche di bonifica ex-situ, come ad esempio il *sediment washing*, richiedono il pretrattamento dei sedimenti contaminati mirato alla separazione delle frazioni granulometriche che li compongono. Tale intervento può ridurre la quantità di sedimenti da sottoporre a trattamento, che può essere limitato solamente alla frazione più fine (limo e argilla), in cui tende a concentrarsi la maggior parte degli inquinanti a causa della sua maggiore superficie specifica; per contro, la frazione più grossolana (sabbia, ghiaia) può risultare non contaminata e quindi riutilizzabile senza alcun trattamento.

In Figura 2 sono riportate le concentrazioni dei due inquinanti di interesse, mercurio e idrocarburi (in termini di TPH), con riferimento alla massa di contaminante (in mg) contenuta in 1 kg di sedimento secco, tal quale o prefrizionato. I risultati ottenuti evidenziano aspetti interessanti che riguardano l'applicabilità dei trattamenti (soprattutto per quanto riguarda le reali prestazioni richiesti ad un ipotetico sistema di trattamento) e l'interpretazione generale dell'inquinamento (con l'eventuale necessità di estendere l'interesse ad altri contaminanti non prioritari) (Di Bella & Viviani, 2015).

Per tutti i campioni la contaminazione risulta principalmente concentrata nella frazione fine; tale aspetto è particolarmente marcato per quanto riguarda l'inquinamento di origine idrocarbureica. Tuttavia, nei campioni prelevati la concentrazione di TPH risulta inferiore ai limiti normativi del D.Lgs 152/2006 (750 mg/Kg_{SS}), anche se non trascurabile e in linea con le analisi eseguite nel 2008.

Per il mercurio è stato riscontrato il superamento di tutti i limiti di rispetto: di "intervento" ICRAM (1 mg/Kg_{SS}); di "concentrazione di soglia rischio" secondo il D.lgs 152/06 (5 mg/Kg_{SS}) e di "smaltimento" secondo l'allegato D di tale decreto. Anche in questo caso, la caratterizzazione è stata condotta per tutte le matrici (tal quale, grossolana e fine) e su tutti i campioni. Dalla speciazione specifica risulta, inoltre, che il

Mercurio non si concentra totalmente nella frazione fine, che però rimane quella più contaminata: tale circostanza è ascrivibile alle varie forme in cui il Mercurio può ritrovarli (solubile, debolmente o fortemente legato).

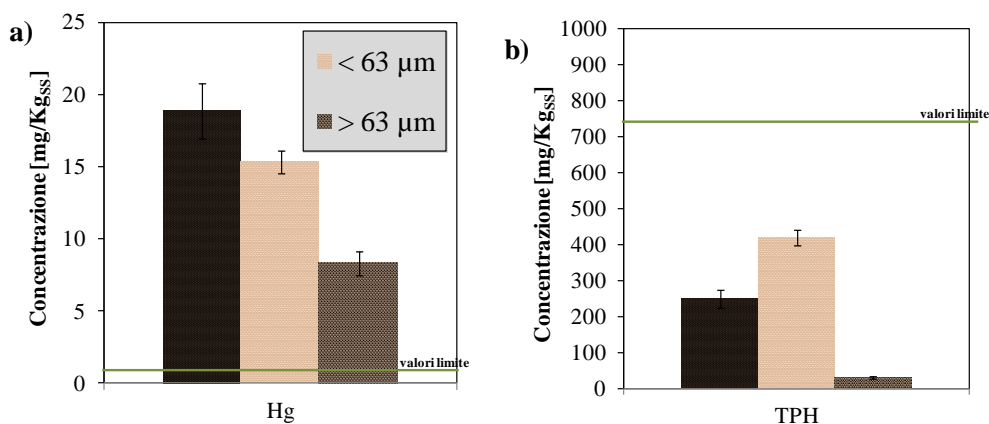


Figura 2. Concentrazione misurate per Hg (a) e TPH (b) nei campioni al quali, e nelle frazioni fine e grossolana

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'analisi preliminare di caratterizzazione dei sedimenti ha evidenziato il differente ruolo che gli inquinanti possono avere, in funzione delle caratteristiche granulometriche delle frazioni in cui esse possono ritrovarsi. Ciò risulta di particolare interesse nelle fasi preliminari di valutazione dei possibili interventi di trattamento, recupero o smaltimento a cui sottoporre i sedimenti stessi; infatti, anche nei casi in cui sia possibile separare una frazione grossolana non contaminata da avviare al recupero, rimane la necessità di trattare o smaltire la frazione fine, il cui stato di contaminazione sarà tanto più elevato quanto maggiore sarà la frazione grossolana preventivamente separata.

In tal senso, la caratterizzazione dei sedimenti tal quali è certamente esaustiva per definire le necessità di intervento, ma non risulta esaustiva ai fini di individuare i possibili interventi di trattamento adottabili per costituire un sottoprodotto avviato al recupero o, in alternativa, per avviare i sedimenti allo smaltimento come rifiuti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Di Bella, G. & Viviani, G. Caratterizzazione e lavaggio in batch di sediment contaminati. RECOVER Magazine N°32,2015
- Di Bella, G., Di Prima, N., Giustra, M.G., & Viviani G.. Trattamento di sedimenti sedimenti marini contaminati della Rada di Augusta: prove di lavaggio in batch. In: SiCon 2014 Workshop su: Siti Contaminati. Esperienze negli interventi di risanamento, Brescia (Italy), 2015.
- Di Bella, G., De Marchis, M., Freni, G., Giustra, M.G., Mancini, G., & Viviani, G. Caratterizzazione dei sedimenti marini contaminati della Rada di Augusta. In: SiCon 2014 Workshop su: Siti Contaminati. Esperienze negli interventi di risanamento, Brescia (Italy), 2014
- D.Lgs. 152/2006. Norme in materia Ambientale, G.U. n. 88 del 14 aprile 2006, Supplemento ordinario n.96 e s.m.i.
- ICRAM 2008. Istituto Centrale per la Ricerca scientifica e tecnologica Applicata Al Mare. Progetto preliminare di bonifica della rada di augusta inclusa nel sito di bonifica di interesse nazionale di Priolo fase I e II elaborazione definitiva, Giugno 2008.

Flow resistance and elastic behaviour of riparian vegetation under coppice management

Vittorio Pasquino^{1,2}, Luigi Saulino³, Giovanni Battista Chirico³

1 University of Naples Federico II - Civil, Construction and Environmental Engineering Department Via Claudio 21, 80125 Naples, Italy vittorio.pasquino@unina.it; 2 CUGRI Consorzio Inter-Universitario per la previsione e prevenzione dei Grandi Rischi, Via Giovanni Paolo II, 132-84084-Campus di Fisciano, Fisciano (Sa); 3 University of Naples Federico II – Department of Agricultural Sciences, Via Università 100 - 80055 Portici (NA), Italy

KEY POINTS

- *We investigate the behaviour of riparian vegetation under hydraulic loads taking into account its elastic behaviour.*
- *A novel approach based on the “vegetative Cauchy number” is coupled with a non-linear differential equation to predict the large deflection of the wooden vegetation modelled as a bottom mounted cylindrical cantilever beam*
- *The model is applied with experimental data of European black Poplar (*Populus Nigra* L.) specimens, which morphological and biomechanical properties have been measured within an interdisciplinary project at the University of Naples Federico II*
- *This type of investigation could provide effective hydraulic-based criteria for coppice management of wooden riparian vegetation.*

1 INTRODUCTION

Riparian vegetation represents a relevant issue in river management, as it can have multiple implications from hydraulic, ecological and social perspectives. It can decrease conveyance capacity and affect sediment dynamics. It influences morphodynamic processes by colonizing inundated alluvial sediments and stabilizing sediments to build pioneer landforms (Gurnell, 2014). It interferes with the use of streams for navigation, recreation, fishing etc. It contributes to control the momentum exchange between the main river channel and the floodplain as well as the exchange processes between surface and ground water flow. With regard to woody vegetation, one of the aim of riparian coppicing is to mitigate flood hazards as well as to increase the amount of light promoting the natural regrowth of bankside plants and therefore allowing the river to reform at its natural width. Proper understanding of the morphodynamic processes triggered by vegetation requires assessing how vegetation alters the flow field and in turn how the flow field affects vegetation growth. The characterization of the plants-flow interaction is difficult as it depends on plants flexibility, biomechanical properties and foliage. In this work we investigate the behaviour of riparian vegetation under hydraulic loads taking recent scientific developments into account. In particular, we evaluate how the drag force exerted by submerged and foliated riparian plants changes due to plants flexibility and hence how flow resistance of flexible plants can be taken into account when evaluating the consequences of coppicing practices. Plants flexibility is considered by calculating the bending of the vegetation in order to better understand the reconfiguration of plants under hydrodynamic loads. The numerical analyses are based on experimental data of native tree European black Poplar (*Populus Nigra* L.), a common riparian woody plant in Europe. The experimental data have been collected within an interdisciplinary project based at the Department of Agricultural Sciences of the University of Naples Federico II (Saulino *et al.*, 2015).

2 STATE OF ART AND METHODS

The hydraulic processes in vegetated rivers are affected by the hydraulic drag force acting on the vegetation elements which has been classically formulated according to Douglas *et al.* (2005):

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_D A_p V^2 \quad (1)$$

where C_D is the dimensionless drag coefficient, A_p is the frontal projected area of the vegetation element, ρ is water density and V is flow velocity. In contrast to rigid bodies, woody flexible plants change their shape as a function of hydrodynamic loads, when the resistance forces of the plant are exceeded by the hydrodynamic forces. This hydrodynamic behaviour of the woody plants results in both a change in C_D and A_p . This has been expressed in the literature in form of a proportionality ($F_D \propto V^{2+\psi}$; where ψ denotes the

Vogel-exponent, (Vogel, 1984)). The force – velocity proportionality for flexible elements tends to deviate from the quadratic relationship due to the reconfiguration of the plants shape. This hampers the calculation of the drag force for changing hydrodynamic conditions.

A recently developed approach addressed this issue and its applicability will be tested in this study. This approach is based on the *vegetative Cauchy number* (Luhar & Nepf, 2011; Aberle & Järvelä, 2013; Whittaker et. al., 2013, 2015) which can be considered one of the most advanced methods for predicting tree drag forces and bending. Equation (1) is rewritten as follows:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_{D0} A_{p0} Ca^{\psi/2} V^2 \quad (2)$$

where C_{D0} and A_{p0} represent the drag coefficient and the projected area of the plant in condition of “still air”, (i.e., not loaded by hydrodynamic forces), the Vogel exponent ψ is considered as a species specific constant, and Ca is the vegetative Cauchy number defined as:

$$Ca = \left(\frac{\rho V^2 A_{p0} H^2}{EI} \right) \quad (3)$$

where H is the plant height in still air (i.e., without being loaded by hydraulic loads), E is the Young module of elasticity, I the moment of inertia. In this new approach ψ and C_{D0} have to be calibrated for every plant species. Whittaker et al. (2015) estimated these values for fully submerged *P. Nigra* species in towing tank experiments, obtaining $\psi = -0.8$ and $C_{D0} = 0.76$ for foliated specimens and $\psi = -0.81$ and $C_{D0} = 1.04$ for defoliated specimens. These values are herein adopted, examining only the case of foliated specimens. In order to estimate the bending of the specimen, the approach suggested by Stone et al. (2011) can be used. This approach is partly based on results from Ang. Jr et al. (1993) and Chen (2010). In this approach, vegetation is modelled as a bottom mounted cylindrical cantilever beam. Under the assumption of a beam made of elastic and homogenous material, subjected to uniformly distributed hydrodynamic load and negligible shear deformations, plant bending is thus determined using the following equation:

$$\frac{\frac{d^2 x}{dy^2}}{\left[1 + \left(\frac{dx}{dy} \right)^2 \right]^{3/2}} = \frac{M(y)}{EI} \quad (4)$$

where $M(y)$ is the bending moment and dx/dy represents the horizontal displacement with respect to the beam axis. The solution of Equation (4) gives the elastic curve, $x = f(y)$. In case of large deflections, as for flexible vegetation, the denominator cannot be neglected, and Equation (4) has to be solved numerically. This method has been applied by Chen (2010) in order to calculate horizontal displacements for cylindrical cantilevers under specified loads, by the means of an iterative procedure that determines the deflected beam height and the specific shape of the bending curve. Here, this approach is used exemplarily to calculate the final height of specifically chosen specimen for four different flow velocities ($V = 0.5, 1, 1.5$, and 2 m/s). The outlined procedure was applied to 5 living specimens of *P. Nigra* whose properties were determined on a previous study (Saulino et. al, 2015). The results of this work are discussed in the next paragraph.

3 RESULTS AND DISCUSSION

We examined the elastic behaviour of 5 living samples of *P. Nigra* from Badolato stream in Cilento (Campania Region, Southern Italy). In order to gain useful hints for coppice management, the five samples were chosen with representative values of diameters, height and initial projected areas (Table 1). The diameter of the plants was measured at the middle of the trunk and it is worth mentioning that there were no

significant differences in diameter values in the different sections of the trunk. In our computations, we applied the average measured module of elasticity, equal to 8.720MPa.

Sample	$D(\text{cm})$	$I(\text{m}^4 \cdot 10^{-11})$	$H(\text{m})$	$A_{po}(\text{m}^2)$
1	0.51	0.13	0.97	0.06
2	1.05	2.96	1.62	0.12
3	1.51	13.21	2.18	0.16
4	2.03	39.52	2.70	0.20
5	2.52	93.31	3.18	0.25

Table 1. Populus Nigra biomechanical properties.

We calculated the drag forces exerted by these trees by using Equations (2) and (3), and then the deflected height of the trees was determined by Equation (4) (Figure 1).

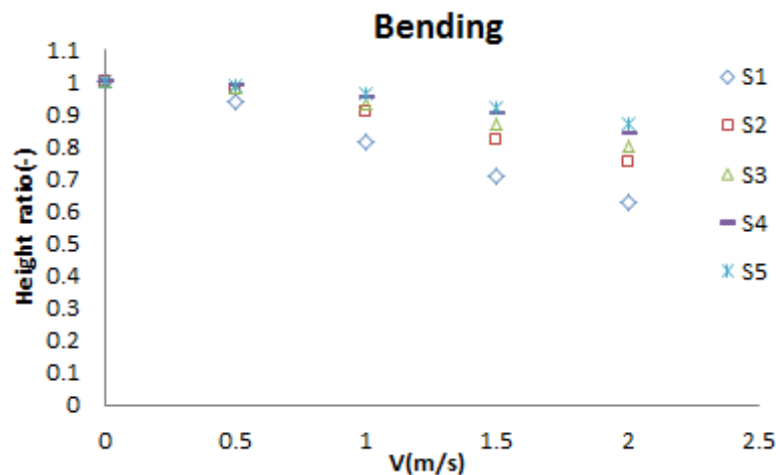


Figure 1. Speed specific drag variations of *P. Nigra* samples (S1 up to S5)

For $V = 0$, the height ratio is obviously equal to 1 and it reduces with increasing velocity. For the lower velocities employed (0.5 and 1 m/s), there is a slight difference in the height ratio between the specimens. In general, the ratio corresponds to 90-97% at $V = 1\text{m/s}$; only S1 is characterised by a lower height ratio (80%), due to its small diameter and moment of inertia. For increasing velocities, the difference between the specimen becomes more important due to the less bending resistance exerted by the more flexible plants, i.e. less EI flexure rigidity. For $V = 1.5\text{m/s}$, the height ratio of specimen S1 corresponds to 0.71, S2 to 0.82, S3 to 0.86, S4 to 0.89, S5 to 0.91. At the highest velocity of $V = 2\text{m/s}$, the height ratio is 0.62 for S1, 0.74 for S2, 0.80 for S3, 0.82 for S4 and 0.86 for the bigger sample S5. According to these results, it can be definitely stated that for low values of diameter (up to $D = 1.5\text{ cm}$), a single plant significantly bends (up to 62% of the initial height) while more mature trees ($D > 1.5\text{cm}$) bend less. According to our considerations, the shape of a flexible plant exposed to water flow affects flow resistance, which in turn depends on the plants deformation due to water flow. This has to be considered when evaluating coppicing within a multidisciplinary approach (e.g. by hydraulic engineers and forest ecologists), given the importance of the plant flexibility and its biomechanical properties. The results show that it is possible to determine the lower diameter limit for coppicing, below which the plant assumes a significant flexible behaviour and thus its impact on flow resistance becomes less relevant. In this sample case study, it was shown that for a flow velocity up to 1.5 m/s and a plant diameter of 2.5 cm, the plant can be considered to have a “rigid” behaviour. This methodology could be applied to define the best coppicing strategy in riparian areas, along rivers where the hydraulic flow resistance exerted by the woody plants represents a primary concern for flood hazards.

REFERENCES

- Aberle, J. & Järvelä, J. (2013). Flow resistance of emergent rigid and flexible floodplain vegetation. *J. Hydraul. Res.*, 51(1), 33-45.
- Ang Jr MH Wang W Low TS. 1993. On the estimation of the large deflection of a cantilever beam. *Proceedings of the IEEE IES Annual Conference IECON'93 Hawaii USA*: 1604-1609
- Chen, L. (2010). An integral approach for large deflection cantilever beams. *Int. J. Nonlinear Mech.* 45(3), 301-305.
- Douglas, J., Gasiorek, J., Swaffield, J. & Jack, L. (2005). *Fluid mechanics*. ed. 5. Pearson, Harlow
- Gurnell, A.M. (2014). Plants as river system engineers. *Earth Surface Processes and Landforms*, 39: 4-25
- Luhar, M. & Nepf, H. (2011). Flow induced reconfiguration of buoyant, flexible aquatic vegetation. *Limnol. Oceanogr.* 56(6), 2003-2017.
- Saulino L., V. Pasquino, L. Todaro, A. Rita, P. Villani, G.B. Chirico & A. Saracino (2015) Biomechanical aspects of native European black poplar (*Populus nigra* L.) under hydrodynamics loading in Southern Italy, Third International Conference Wood in World Rivers, Padova (Italy), July 6-10.
- Stone, M., Chen, L., McKay, S., Goreham, J., Acharya, K., Fischenich, C. & Stone, A. (2011). Bending of submerged woody riparian vegetation as a function of hydraulic flow conditions. *River Res. Appl.* 29(2), 195-205.
- Vogel, S. (1984). Drag and flexibility in sessile organisms. *Am. Zool.* 24(1), 37-44.
- Whittaker, P., Wilson, C., Aberle, J., Rauch, H.-P. & Xavier, P. (2013). A drag force model to incorporate the reconfiguration of full-scale riparian trees under hydrodynamic loading. *J. Hydraul. Res.*, 51(5), 569-580.
- Whittaker, P., Wilson, C.A.M.E. & Aberle, J. (2015). An improved Cauchy number approach for predicting the drag and reconfiguration of flexible vegetation. *Adv. Water Res.*, 83(9), 28-35.

THE EFFECT OF PIER SHAPE ON WOOD ACCUMULATION AT BRIDGES: EXPERIMENTAL ANALYSIS

Pina Nicoletta De Cicco¹, Enio Paris¹, Luca Solari¹ & Virginia Ruiz-Villanueva²

(1) Department of Civil and Environmental Engineering, University of Florence, Italy; (2) Dendrolab.ch, Institute of Geological Sciences, University of Bern, Switzerland

KEY POINTS

- *The accumulation of wood at bridges may cause a reduction in the flow rate through the contracted opening with an increase in upstream water levels and bridge pier scour.*
- *The pier shape is one of the most important factors on wood accumulation at bridges. Investigating the shape-effect on blockage may help to plan prevention management strategies for wood in rivers.*
- *Flume experiments were conducted to identify the more critical pier shapes for wood accumulation. Numerical modelling is being used to reproduce the physical experiments.*

1 INTRODUCTION

Despite the important ecological role of large wood in river ecosystems (Gurnell et al., 2002; Wohl, 2013), and on channel morphology (Keller and Swanson, 1979; Montgomery et al., 2003), large wood (defined as logs longer than 1 m and larger than 0.1 m; Wohl et al, 2010) transported by flow may have negative consequences for humans and infrastructures.

The accumulation of large wood at bridge piers is responsible of most bridge failure in the United States (Diehl, 1997). Wood accumulated at piers rises the upstream water level depending on the percentage of cross section obstruction downstream, increasing the flood risk of nearby populated areas. The deposit of wood at pier structures exerts additional forces and alters hydraulic conditions increasing shear stress, turbulence and local scour (Pagliara & Carnacina, 2010; Melville and Dongol, 1992), and then bridge vulnerability (Parola, 2000, Lagasse et al., 2010).

Diehl (1997) identified pier position and shape, in addition to the relationship between log length and channel width, as the two main factors influencing single pier accumulation.

Flume experiments can help to analyze the potential blockage and the factors controlling the accumulation of wood at bridges. However, most experiments have been focused on wood accumulation at bridge deck (Schmocker & Hager, 2011) or at a semi-circular bridge pier (Gschnitzer et al., 2013; Lyn et al., 2003). Very little is known about the influence of pier shape on wood entrapment. This aspect might be very helpful in bridge design practices and it is of relevance for historical bridges typically characterized by a large variety of pier shapes (such as the triangular shape of the Ponte Vecchio in Florence, or the ogival shape in the case of the Wilson Bridge in Tours, France). We present the results of flume experiments where we analyzed the influence of the pier shapes on wood accumulation.

2 PHYSICAL MODEL

2.1 Flume setting

The experiments were carried out, in the hydraulic laboratory of the University of Florence, in a straight rectangular 5 m long and 0.30 m wide glass-walled flume. The fixed bed had a slope of 0.001 and was covered by uniform gravel ($D_{50} = 6.81$ mm). At the downstream end of the channel, a sluice gate was set to control the downstream boundary condition.

The pier was positioned in the middle of the cross section (Figure 1, A) at about 3 m from the upstream section. The pier width (W_p) and length (L_p) were defined based on the ratio between pier width and pier length (without cutwater) measured on the most common concrete bridges in the European cities ($W_p/L_p=0.36$) (Figure 1, B). Five cutwater shapes that characterize most of the masonry bridges of the historical European cities were reproduced: square-nose (R0), round-nose (R1), triangular-nose (R2), ogival-

nose (R3) and trapezoidal-nose (R4) (Figure 1, C).

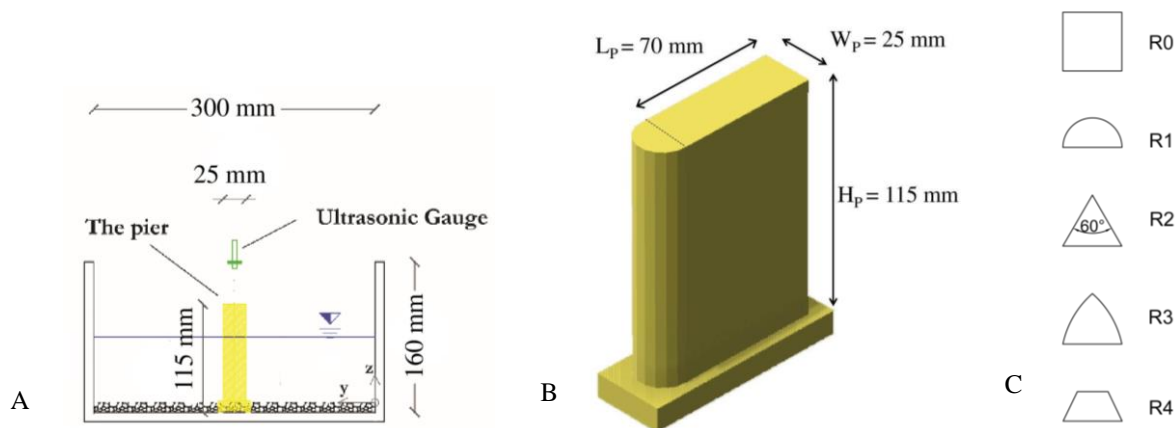


Figure 1. A. Flume cross-section with the pier located in the channel centerline; B. Sketch and notation for pier width (W_p), length (L_p) and height (H_p); C. Pier shape configurations reproduced in laboratory.

Beech wooden cylindrical dowels, with no roots and no branches, were used to reproduce the pieces of wood. The wood was classified in three lengths and diameter classes in relation to the channel width (see Table 1).

2.2 Methodology

The wood congested transport (Braudrick et al., 1997) was reproduced introducing in the flume five groups of 25 randomly oriented dowels of different sizes. Each group was placed every 20 seconds in the middle of upstream cross section at about 2.8 m of distance from the pier position. The composition of each impulse (Table 1) was determined based on observations of wood accumulations in the field (Manners et al., 2007; Kramer & Wohl, 2014).

Two different flow scenarios were reproduced in order to evaluate the influence of water depth and flow velocity on wood accumulation at bridge pier: higher water level and low flow velocity (Froude number=0.3) and lower water level and high flow velocity (Froude number=0.5). For each pier shape configuration and Froude number, the test was repeated 10 times in steady flow condition.

Code	Class	Length, L_w [mm]	Diameter [mm]	Color	Composition of each impulse
SW	Small ($L_w = 20\%$ flume width)	60	2	red	20
MW	Medium ($L_w = 30\%$ flume width)	90	4	yellow	3
LW	Large ($L_w = 50\%$ flume width)	150	6	green	2

Table 1. Dowels sizes and classes.

The water level was recorded by means of 4 ultrasonic sensors (USs) Honeywell series 943- F4V-2D-1C0-330E: two sensors were fixed at the beginning and at the end of the channel, while the remaining two were positioned just upstream and downstream of the pier. Two cameras were used during the tests. A Canon PowerShot camera, model SX600HS, was positioned at the beginning of the flume, for tracking the dowels movement from the input point to the section in which the pier was positioned. The second camera, a Canon PowerShot model SX230HS, was fixed in correspondence of the pier in order to record the log accumulation formation and the dowels entrapment at the pier.

A dimensionless index quantifying the capability to block the transport of logs was defined (Betti et al., 2006) and calculated for the various geometrical configurations employed as follows:

$$IAC = \frac{C_C}{C_P} \quad (1)$$

where C_c is the ratio between the captured logs for a given wood class (CL) and the total number of logs introduced in the flume (IL_{tot}), and C_p is the ratio between introduced logs in the flume for a given class (IL) and the total number of logs introduced in the flume (IL_{tot}). A global IAC index (IAC_{glob}) is defined as the ratio between the total captured logs (CL_{tot}) and the total number of logs introduced in the flume (IL_{tot}). In the following the experimental data are analyzed in terms of IAC_{glob} .

3 RESULTS

Results showed that the higher blocking percentage probability (90%) occurred in high flow velocity condition ($Fr = 0.5$), lower water level and in presence of a flat pier shape ($R=0$; Figure 3A). In case of low flow velocity and higher water level ($Fr=0.3$), the higher percentage of wood entrapment at bridges was 40% in presence of the trapezoidal pier shape (R4). No blockage in both hydraulic conditions was found for the ogival pier (R3).

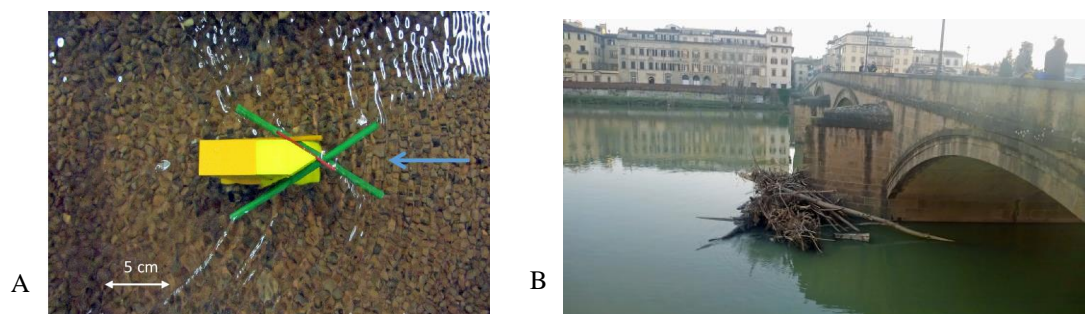


Figure 2. A. Accumulation of dowels at the triangular pier shape (R2) in case of $Fr=0.28$. B. Wood accumulation at the triangular pier of the Carraia Bridge in Florence (Italy).

Figure 3B provides information about the variability of blockage index in the different tests during the experiments. In the present analysis only the data from tests with blockage probability different from zero were considered (except for the ogival configuration R3 for which we observed zero blockage in all tests).

The comparison between the global blockage indexes, for the various cutwater configurations, and hydraulic conditions, showed the higher tendency of dowels to stop at the more flat pier (R0) when the flow velocity is higher ($Fr=0.5$). In case of low flow velocity ($Fr=0.3$) the higher mean values of blockage index were obtained for the triangular (R2) and trapezoidal (R4) pier shapes. The circular pier (R1) showed the same behavior to “capture” logs in both hydraulic conditions, while the ogival pier (R3) resulted to be the less prone to the logs entrapment. When the logs stop at the pier, they tend to accumulate assuming the shape of the pier (see Figure 2).

4 CONCLUSIONS AND CURRENT ACTIVITIES

The flume experiments allowed the analysis of wood accumulation at bridge piers. In particular, the aim of the present tests was to identify experimentally the most critical pier shape configuration for wood entrapment, considering various geometrical pier shapes and different hydraulic configurations. In further steps two other studies are planned:

- the hydrodynamic interpretation of the flow field around the different bridge piers that would help to better understand the interaction between log movement, blockage and the pier geometry;
- the numerical simulation of wood accumulation at bridges with the numerical 2D hydrodynamic model for wood transport (Ruiz-Villanueva et al., 2013).

The numerical modelling is conducted at the Dendrolab.ch (Institute of Geological Sciences in Bern, Switzerland). The aim is to analyze the capability of the model to reproduce the flume experiments and extend the analysis designing more scenarios with more complex geometries. This could be a powerful instrument for prevention strategies for large wood management in rivers. Particularly for existing bridge structures like the historical ones.

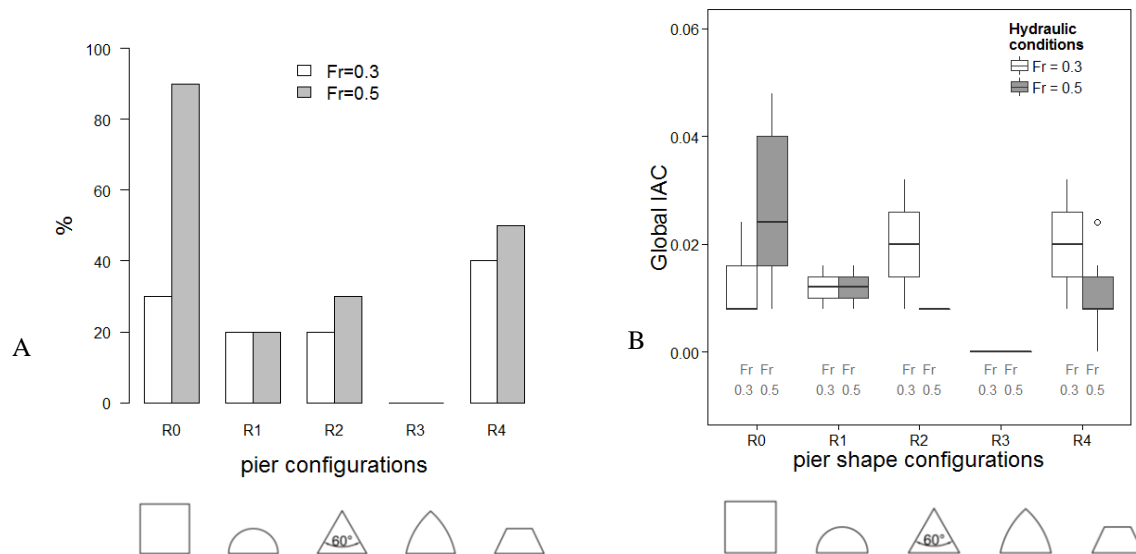


Figure 3. A. Percentage of entrapped wood in the congested transport regime, for given pier shape configuration and Froude number; B. Boxplots of the global blockage index for different geometrical and hydraulics configurations.

REFERENCES

- Betti, M., Ginanni, F., Becchi, I., & Rinaldi, M. Dinamica di accumulo dei detriti arborei in alvei fluviali. XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche - IDRA 2006
- Braudrick, C. A., Grant, G. E., Ishikawa, Y. and Ikeda, H. Dynamics of Wood Transport in Streams: A Flume Experiment. *Earth Surf. Process. Landforms*, 1997, 22: 669–683.
- Diehl, T. H. Potential drift accumulation at bridges. U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Rep. FHWA-RD-97028, Washington, DC, 1997.
- Gschntzer, T., Gems, B., Aufleger, M., Mazzorana, B., Comiti, F. Physical Scale Model Test on Bridge Clogging. In: Zhaoyin, W.; Hun-wei Lee, Joseph; Jizhang, G.; Shuyou, C.: *Proceedings of the 35th IAHR World Congress*. Beijing: Tsinghua University Press, 2013, ISBN 978-7-89414-588-8, elektronisch.
- Gurnell, A. M., Piégay, H., Swanson, F., & Gregory, S. V. Large wood and fluvial processes. *Freshwater Biology*, 2002, 47(4), 601–619.
- Keller, E. A. and Swanson, F. J. Effects of large organic material on channel form and fluvial processes. *Earth Surf. Process.*, 1979, 4: 361–380.
- Kramer, N., & Wohl, E. Estimating fluvial wood discharge using time-lapse photography with varying sampling intervals. *Earth Surface Processes and Landforms*, 2014, 39(6), 844–852.
- Lagasse, P. F., Clopper P. E., Zevenbergen L. W., Spitz, W. J., & Girard, L. G. Effects of debris on bridge pier scour, NCHRP Rep. 653, Transp. Res. Board, Washington, D. C., 2010.
- Lyn, D. A., Cooper, T., Yi, Y.-K., Sinha, R., and Rao, A. R. Debris Accumulation at Bridge Crossings: Laboratory and Field Studies, School of Civil Engineering, Purdue University, Joint Transportation Research Program, Report No. FHWA/IN/JTRP 2003/10, 59 pp. (<http://docs.lib.purdue.edu/jtrp/48>).
- Manners, R. B., Doyle, M. W., & Small, M. J. Structure and hydraulics of natural woody debris jams, *Water Resour. Res.*, 2007, 43, 1–17.
- Melville, B. and Dongol, D. Bridge Pier Scour with Debris Accumulation. *J. Hydraul. Eng.*, 1992, 10.1061/ (ASCE) 0733-9429(1992)118:9(1306), 1306–1310.
- Montgomery, D. R., Collins, B. D., Buffington, J. M., & Abbe, T. B. Geomorphic effects of wood in rivers. *Ecology and Management of Wood in World Rivers*, 2003, 37, 21–47.
- Pagliara, S., & Carnacina, I. Temporal scour evolution at bridge piers: effect of wood debris roughness and porosity. *Journal of Hydraulic Research*, 2010, 48, 3–13.
- Parola, A.C., Apelt, C.J., Jempson, M.A. Debris forces on highway bridges. NCHRP Report No. 445. Transportation Research Board, Washington, DC, 2000.
- Ruiz-Villanueva, V., Bladé Castellet, E., Díez-Herrero, A., Bodoque, J. M., & Sánchez-Juny, M. Two-dimensional modelling of large wood transport during flash floods. *Earth Surface Processes and Landforms*, 2013, 39(4), 438–449.
- Schmocker, L. and Hager, W. Probability of Drift Blockage at Bridge Decks. *J. Hydraul. Eng.*, 2011, 10.1061, 470–479.
- Wohl, E., Cenderelli, D. A., Dwire, K. A., Ryan-Burkett, S. E., Young, M. K. and Fausch, K. D. Large in-stream wood studies: a call for common metrics. *Earth Surf. Process. Landforms*, 2010, 35: 618–625.
- Wohl, E. Floodplains and wood, *Earth-Science Reviews*, 2013, 123, 194.

MITIGAZIONE DEL RISCHIO ATTRAVERSO LA GESTIONE DELLA VEGETAZIONE IN UN'IPOTESI DI RIQUALIFICAZIONE FLUVIALE

Alexander Palummo ¹

(1) Università degli Studi di Firenze – Dipartimento di Architettura – Curriculum in Progettazione Urbanistica e Territoriale

ASPETTI CHIAVE

- Il monitoraggio della vegetazione ha un ruolo essenziale nella mitigazione dei rischi idraulici e idrogeologici.
- Il consolidamento delle sponde può avvenire in modo corretto soltanto se sono presenti specie autoctone o specie integrate nell'ambiente naturale in maniera spontanea.
- La Riqualificazione Fluviale può rappresentare un'opportunità integrata e innovativa per la salute ecologica dei corsi d'acqua e della vegetazione riparia.

1 PREMESSA

Quando si verificano inondazioni e dissesti, la vegetazione in alveo è comunemente considerata uno dei fattori di rischio. Alcuni studiosi sono però di diverso avviso. Nelle linee guida per la riqualificazione fluviale del CIRF come mostrato da *Sanconi et al.* (2006) si ponderano i pro e i contro della presenza di vegetazione in alveo, arrivando alla conclusione che “[...] la soluzione classica delle “pulizie fluviali”, per quanto largamente praticata, non elimina il rischio perché, nei bacini montani, è del tutto impotente ad evitare l’apporto in alveo degli alberi travolti dalle immancabili frane; mentre spesso, anzi, lo aggrava (rimuovendo quella vegetazione che agisce più da trappola per i tronchi travolti dalle frane che da fonte di tronchi in alveo; accelerando il deflusso e aumentando i problemi a valle).” Il presente articolo citerà, a titolo di esempio, materiali estratti da uno studio effettuato sull’Alta Val di Magra e relativi a due suoi sottobacini.

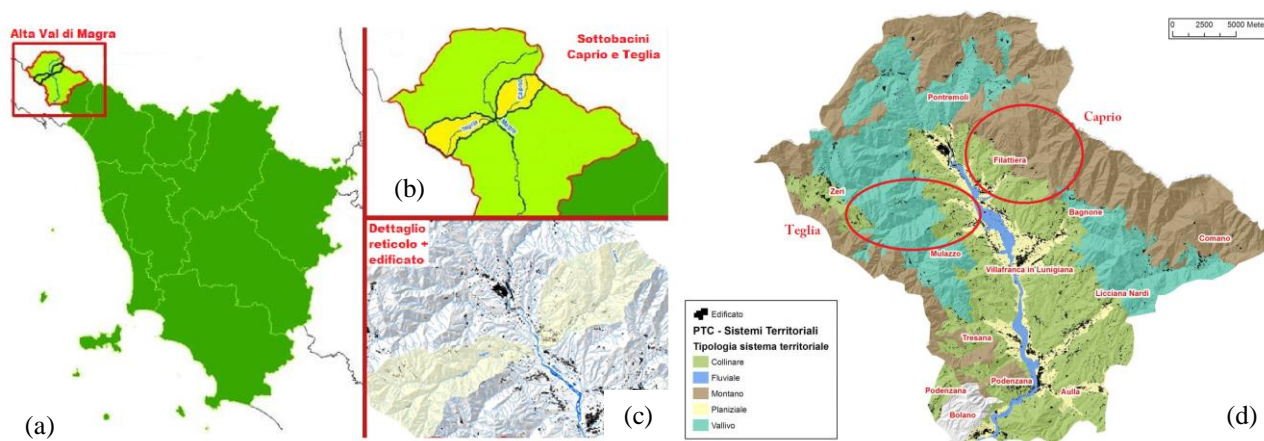


Figura 1. Inquadramento territoriale dei bacini in esame: nel pannello (a) è riportata la posizione dell’Alta Val di Magra nella regione Toscana, nel pannello (b) quella dei due sottobacini in esame, nel pannello (c) e (d) un dettaglio della conformazione e tipologia dei sistemi territoriali che interessano i due sottobacini del torrente Caprio e del torrente Teglia. [Fonti dati: *AdB Magra* e *PTC*; elaborazioni di Alexander Palummo, 2014]

Occorre qui ricordare che, rispetto al ruolo della vegetazione nelle dinamiche torrentizie e fluviali e all’effetto che essa esercita sui processi di trasporto e deposito, come mostrato da *Sanconi* (2006), possono essere dunque assunte due principali posizioni:

- A favore, in quanto «la vegetazione arborea riparia aumenta la scabrezza idraulica e rallenta la corrente (provocandone il “rigurgito”) con un effetto di laminazione analogo alle casse di espansione in linea, ma diffuso a tutto il reticolo idrografico, fornendo un considerevole

contributo alla riduzione dei picchi di piena e dell'irruenza della corrente a valle [...] la vegetazione riparia, col suo esteso e tenace apparato radicale, consolida le sponde, contrastandone l'erosione e riducendo la franosità dei versanti.»

- A sfavore, in quanto «la vegetazione, aumentando la scabrezza idraulica ed elevando il livello idrico, favorisce l'esondazione e può quindi aumentare localmente il rischio [...] gli alberi travolti dalle piene possono ostruire la luce dei ponti provocando, in loco, inondazioni; inoltre, nel caso di improvviso sfondamento della barriera di tronchi e rami incastrati tra i piloni dei ponti, l'onda d'urto della corrente provoca conseguenze disastrose anche a valle (effetto “crollo diga”).»

2 MATERIALI E METODI

Le fasi di analisi dei dati di questa ricerca si sono strutturate nei seguenti punti:

- preliminare raccolta dei materiali cartacei e digitali esistenti;
- acquisizione dei dati relativi alla situazione attuale (sopralluoghi, fotografie, rilievi);
- confronto del materiale raccolto (analisi GIS, geoprocessing, studi di bacino, calcoli di geomorfica);
- elaborazione tavole di analisi e modellistica numerica;
- fase progettuale con proposte di gestione della vegetazione in alveo.

Per quanto attiene in particolare agli aspetti vegetazionali si consideri che la flora presente nel bacino del Magra-Vara rientra in una fascia climatica abbastanza particolare e molto variabile da costa a entroterra (se analizzata longitudinalmente) e tra Appennino e Alpi (se analizzata più trasversalmente), e che questa zona risulta una delle più ricche aree d'Italia (forse d'Europa) in quanto a varietà floristica. Sono presenti infatti specie tipiche mediterranee e specie di alta quota dell'Appennino e delle Alpi, nonché influenze floristiche della Pianura Padana e delle Alpi Apuane. Partendo dalle sorgenti del fiume Magra possiamo riscontare la prevalenza di bosco misto mesofilo e del faggio e non mancano, scendendo di quota nei pressi delle zone dei depositi alluvionali, querceto xeromorfo (con presenze di Carpino Nero) e selva planiziarica, composta in gran parte da vegetazione ripariale (Salice, Ontano e Cerice) e *quercus pedunculata* (laddove non edificata o trasformata in seminativo).

Vediamo in figura 2 nel dettaglio come queste ultime piante, ormai autoctone della comunità vegetale dell'Alta Val di Magra, possano essere integrate anche attraverso tecniche di ingegneria naturalistica per favorire la rinaturalizzazione delle sponde di un fiume in parte arginato. A seguito del sopralluogo svolto sul torrente Caprio, è emerso che i punti meno soggetti a frane del tratto centrale del corso d'acqua sono ricchi di salici e acacie in prossimità dell'alveo. Come evidenziato nel pannello (c) della figura 2, si può affermare che gli apparati radicali degli alberi permettono un buon consolidamento delle sponde pur essendo in parte erosi dal passaggio dell'acqua. Oltre a fenomeni isolati, rileviamo anche dei tratti di torrente in cui questa situazione è osservabile per alcuni chilometri di sponda (linea rossa lungo sponda nella figura).

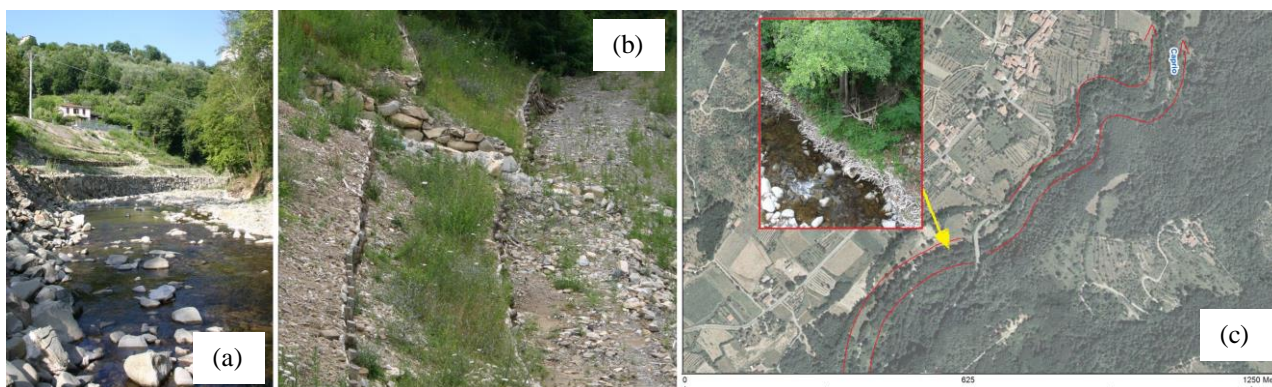
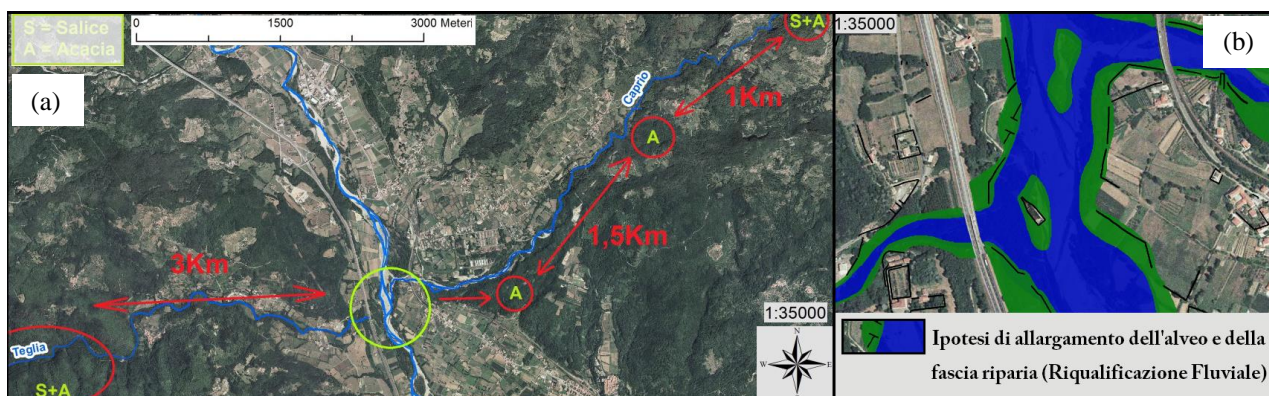


Figura 2. Nel pannello (a) e (b) un dettaglio di ingegneria naturalistica con vegetazione pioniera del torrente Teglia, affluente di riva destra; nel pannello (c) un tratto con radici di salici e acacie che favoriscono il consolidamento spondale del torrente Caprio, affluente di riva sinistra. [Fonti: fotografie di Alexander Palummo, 2014; ortofoto 2013 di Regione Toscana]

La natura più o meno erodibile delle rocce, la portata del fiume e la velocità con cui essa scorre condizionano efficacia e intensità del modellamento almeno quanto gli aspetti floristici. Nelle zone intensamente antropizzate si è assistito all'aumento dell'erosione, alla minore stabilità dei versanti, al mutamento dei regimi idrici e alla diminuzione della qualità delle acque. Le acque prima dei disboscamenti erano filtrate dalle radici degli alberi, dalle erbe e dagli strati del sottosuolo e fluivano lentamente trascinando poco materiale solido verso gli alvei fluviali. Con l'aumento delle terre coltivate a seminativo le acque superficiali affluiscono rapidamente a valle convogliando maggiori quantità di materiale solido il quale, depositandosi, favorisce la formazione di depositi alluvionali e, di conseguenza, l'innalzamento del letto dei fiumi. Tutto ciò ha aumentato la frequenza delle alluvioni, a cui si è cercato di porre rimedio con arginature di incanalamento e contenimento delle acque, di fatto sempre più impattanti sull'ecosistema¹. Nei substrati sotterranei nei pressi di un alveo l'acqua è solitamente presente in quantità inversamente proporzionale alla distanza dal letto del fiume, cosa che, insieme alle variazioni di portata, influisce sulla distruzione delle diverse specie vegetali. La vegetazione si è quindi evoluta non solo per condizioni di morfologia del territorio, di temperatura e piovosità ma anche per adattamento, insieme a specie introdotte dall'uomo o per interventi diretti di taglio o impianto. Per esempio sui costoni soleggiati dove il substrato diventa stagionalmente arido il castagno o il faggio vengono sostituiti con specie xerofile più rustiche come roverella frassino o conifere. Oppure negli impluvi freschi le specie di querceto vengono sostituite da robinia (o gaggia, *robinia pseudoacacia*), più competitiva; infine, proprio lungo le sponde, salici e ontani prendono facilmente il sopravvento sulle altre specie arboree.

Dal punto di vista dell'analisi specie-specifica la vegetazione sponale è, come già accennato, spesso dominata da salici, ontani e pioppi. Si tratta di alberi/arbusti ben radicati nel letto del fiume e che reggono molto bene le correnti. Anche quando non sono che bassi cespugli infatti i salici svolgono la funzione di stabilizzazione del substrato alluvionale del fiume egregiamente, fungendo da agente consolidante delle sponde in virtù di: una spiccata idrofilia, una rapida germinazione dei semi e un grande sviluppo degli apparati radicali. Per costruire eventuali nuove opere di ingegneria naturalistica, o comunque interventi mirati a ricostruire sponde in prossimità di case o strade, è importante scegliere accuratamente le piante da cui fare le talee e il sito da cui prelevarle. Come evidenziato dalla figura che segue, tra le specie che possono essere prelevate in grandi quantità senza arrecare danno all'ecosistema bosco-fiume (in quanto molto diffuse) troviamo sicuramente le acacie e i salici, i cui giacimenti vegetazionali, oltretutto, sono spesso vicini alle aree di intervento e quindi idonei per talee, innesti o comunque reperire materiale vivo. Infatti, reperire le talee (ad esempio per gradonate/palizzate vive) da luoghi lontani, non conviene ne' dal punto di vista economico (eccessivi costi di trasporto aggiuntivi all'attività di cantiere in prossimità delle sponde e dei versanti) ne' per i lunghi tempi di trasporto, che rovinerebbero le piante rendendole inutilizzabili allo scopo.



¹ Il regime idrico può essere alterato anche per il prelievo per irrigazioni e altri usi civili. Dall'epoca romana ad oggi questo genere di modificazioni alla vegetazione hanno ridotto le foreste planiziali. E' anche il caso dell'Alta Val di Magra a proposito della quale Polibio scriveva, già nel II secolo a.C., che la sua foresta planiziale di querce - che si estendeva fino alla Pianura Padana - rappresentava un ostacolo da rimuovere per consentire l'avanzamento del paesaggio agricolo attorno alle città e ai paesi. Oggi della foresta antica, detta "della farnia", rimangono soltanto siepi e filari di alberi lungo le aree perimetrali dei campi (quando sono ancora presenti) e lungo la parte terminale del Magra e dei suoi affluenti Vara e Aulella. Parte della vegetazione è stata letteralmente ricollocata nel corso dei secoli a seconda delle esigenze umane, (soprattutto nel primo dopo guerra, per sopperire alla necessità di ingenti quantità di legna o per altri usi agricoli).

Figura 3. Nel pannello (a): aree prossime ai torrenti dei bacini in esame da cui poter attingere per reperire materiale vivo (di salici e acacie) utile alle fasi pioniere della vegetazione spondale per favorire il consolidamento delle sponde e la mitigazione dei dissesti; nel pannello (b): ipotesi progettuale per l'area delle confluenze [Fonti: elaborazione di Alexander Palumbo, 2014; ortofoto 2013 di Regione Toscana]

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Anche se in letteratura si trovano casi problematici la cui soluzione sembra, effettivamente, il taglio e la rimozione della vegetazione nei pressi del corso d'acqua, è innegabile che, a lungo andare, il progressivo ricorso alla rimozione di alberi e piante dovrebbe arrivare al disboscamento dell'intero versante. Tale "soluzione" è evidentemente paradossale perché senza copertura boscosa si producono proprio gli eventi catastrofici che vorremmo evitare: frane di interi versanti, alvei che si riempiono di terra e rocce, danni idrogeomorfologici. Quindi, fermo restando che pro e contro vanno valutati caso per caso, le c.d. "pulizie fluviali" andrebbero maneggiate con estrema prudenza e come *ultima ratio*, ad esempio nei seguenti casi:

- nei tratti di attraversamento di centri abitati e in prossimità dei ponti un taglio selettivo può ridurre il rischio di ostruzione (per le piene minori);
- fasce arboreo-arbustive nei terreni ripari, disposte trasversalmente alla corrente di piena (e associate ad una fascia riparia vegetata) possono ridurre i danni alluvionali ai coltivi e contribuiscono a rallentare la corrente e laminare le piene;
- per assicurare la stabilità degli argini non si richiede la rimozione radicale della vegetazione una soluzione potrebbe semplicemente essere l'inserimento nel corpo arginale di reti metalliche di maglia e robustezza adeguate.

La vegetazione attenua i picchi di piena a livello di bacino, ma aumenta i livelli idrici locali; mentre, considerando che il fiume riceve inevitabilmente sedimenti, legna e acqua dai versanti è necessario eliminare strozzature artificiali e ponti con luci insufficienti. La metodologia più ragionevole e utile per mediare le diverse esigenze consiste dunque nell'individuare, a livello di bacino idrografico, i tratti di asta dei corsi d'acqua che necessitano di una maggiore attenzione per quanto concerne la riduzione del rischio. Per questi tratti è opportuna una valutazione attenta della composizione specifica, del livello di senescenza delle piante e della loro velocità di accrescimento nell'ambito delle fasi giovanili. Si tratta infatti di calcolare la frequenza con la quale è necessario intervenire sulla base della perdita progressiva di flessibilità dei ricacci delle piante legnose situate nelle porzioni prossime all'asse del torrente, ed in particolare in quelle interessate dalle piene ricorrenti e sulle sponde dell'alveo di modellamento.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Caivano A.M., Rischio idraulico ed idrogeologico, EPC libri, Milano, 2003.
- Calamini G. & Nocentini S., Linee guida per la gestione della vegetazione di sponda dei corsi d'acqua secondo criteri di sostenibilità ecologica ed economica, Regione Toscana, 2012.
- Carbonari A. & Mezzanotte M., Tecniche naturalistiche nella sistemazione del territorio, Prov. Autonoma di Trento, Servizio ripristino e valorizzazione ambientale, Litotipografia Alcione, Trento, 2006.
- Coslop D., Tecniche delle sistemazioni idraulico forestali. Calderini, Edagricole, 2001.
- Freschi A.L., Nocentini G. & Dinardo F., Interventi di ingegneria naturalistica in Toscana. Prime esperienze di monitoraggio – ARSIA – Agenzia Regionale per lo Sviluppo e l'Innovazione nel settore Agricolo-forestale, 2003.
- Garzonio C.A., I caratteri idro-geo-morfologici dei bacini idrografici e dei sistemi morfogenetici. In: Daniela Poli. Regole e progetti per il paesaggio, Firenze University Press, Firenze, 2012.
- Gaudenzio P. (a cura di), Fiori e Piante alla Spezia e Lunigiana, Società editrice ligure apuana, La Spezia, 1998.
- Menegazzi G. & Palmeri P., Il dimensionamento delle opere di ingegneria naturalistica, Regione Lazio, 2007.
- Nardini A. & Sansoni G. (a cura di), CIRF. La riqualificazione fluviale in Italia. Linee guida, strumenti ed esperienze per gestire i corsi d'acqua e il territorio. Mazzanti editori, Venezia, 2006.
- Paci, M., Ecologia forestale. Elementi di conoscenza dei sistemi forestali applicati alla selvicoltura, Edagricole, Bologna, 2011.
- Rinaldi M., Studio geomorfologico dei principali alvei fluviali nel bacino del Fiume Magra finalizzato alla definizione di linee guida di gestione dei sedimenti e della fascia di mobilità funzionale, Relazione Finale, 2005.
- Rinaldi M., Surian N., Comiti F. & Bussetini M., IDRAIM: manuale tecnico operativo per la valutazione e il monitoraggio dello stato morfologico dei corsi d'acqua. ISPRA, Roma, 2011.
- Sanna, S., Sistemazioni Idraulico Forestali nella difesa del suolo, Approcci metodologici di studio per ottimizzare il rapporto uomo-territorio, Flaccovio, Palermo, 2003.

RICOSTRUZIONE STORICA DI PORTATE ESTREME DA EVIDENZE DENDRO-CRONOLOGICHE IN TORRENTI MONTANI CALABRESI

Giuseppe Bombino, Pietro Denisi, Diego Fortugno, Antonino Sgrò, Vincenzo Tamburino & Demetrio Antonio Zema

Dipartimento di AGRARIA, Università Mediterranea di Reggio Calabria, Località Feo di Vito – 89122 Reggio Calabria (Italy)

ASPETTI CHIAVE:

- La conoscenza storica delle piene improvvise, in termini di frequenza e intensità, diviene fondamentale per la messa a punto di strategie di previsione e mitigazione dei rischi
- L'indagine mira ad estendere il campo delle conoscenze sulla ricostruzione, mediante un approccio dendro-cronologico, di portate di piena generate da eventi estremi di precipitazione
- I risultati dello studio hanno evidenziato come l'adozione di tecniche dendro-cronologiche fornisce valori realistici di portate di piena estreme

1. PREMESSA

I tratti montani dei torrenti sono caratterizzati da elevate pendenze e soggetti ad eventi di piena intensi ed improvvisi; ciò costituisce un fattore di elevato pericolo con potenziali perdite economiche e di vite umane (Scheuren *et al.*, 2008; Gaume *et al.*, 2009; Ruiz Villanueva *et al.*, 2010). La caratterizzazione, in termini di frequenza e intensità, delle piene estreme, unitamente allo studio dei conseguenti processi geomorfologici diviene, pertanto, fondamentale per la messa a punto di strategie di previsione, controllo e mitigazione dei rischi (Enzel *et al.*, 1993; Merz *et al.*, 2009). Nei piccoli bacini montani della Calabria, inoltre, l'assenza di strumenti di misura delle portate rende alquanto difficoltosa la valutazione di frequenza e magnitudo delle piene estreme; pertanto la pianificazione di possibili misure ed interventi di riduzione dei rischi idrologici e geomorfologici risulta spesso difficoltosa. Gli eventi idrologici estremi, tuttavia, lasciano una traccia del loro passaggio, poiché, spesso, modificano la morfologia dell'alveo e la struttura della vegetazione arborea (Hupp & Osterkamp, 1996; Gurnell & Petts, 2003). Analizzando la natura di tali tracce, molti Autori, soprattutto in contesti nord europei ed americani, hanno dimostrato come sia possibile ricostruire le caratteristiche della piena che le ha determinate; scarse, invece, risultano le indagini effettuate in condizioni climatiche tipiche dell'ambiente semi-arido mediterraneo.

In relazione a ciò, mediante un approccio dendro-cronologico, basato cioè sulla analisi dei segni (ferite, abrasioni, ecc.) provocati dal passaggio della corrente sulla vegetazione ripale, lo studio mira ad estendere il campo delle conoscenze sulla ricostruzione di portate di piena generate da eventi estremi di precipitazione in un'area geomorfologica e climatica fino ad oggi poco esplorata.

2. MATERIALI E METODI

Le indagini sono state condotte nei bacini montani delle fiumare Gallico e Sant'Agata (Calabria), le cui caratteristiche climatiche e idro-geomorfologiche sono rappresentative dei corsi d'acqua a regime torrentizio dell'ambiente mediterraneo (Figura 1A). Il protocollo sperimentale adottato, che integra precedenti metodologie messe a punto da Ballesteros *et al.*, (2011a) e le adatta alle condizioni ambientali dei bacini in studio, ha previsto le seguenti attività:

1. individuazione, classificazione e datazione dei segni (Paleo Stage Indicators, PSI - ferite, cicatrici, abrasioni ecc.), causati dall'impatto del materiale trasportato dalle piene (tronchi, ciottoli, ecc.) sulla vegetazione arborea;
2. caratterizzazione idrologica dei sottobacini, mediante analisi dei valori massimi delle precipitazioni di durata 24 ore (h_{max24}) e quelli relativi alle piogge critiche h_{tc} (di durata pari al tempo di corrvazione del sottobacino), desunti dalla Curva di Probabilità Pluviometrica;
3. individuazione e caratterizzazione - mediante rilevazioni della geometria - di "sezioni trasversali stabili" in tronchi di corso d'acqua "tendenzialmente omogenei", in cui poter considerare immutata la geometria dell'alveo (Figura 1B);

4. applicazione di modelli idraulici (Figura 1C) per la stima delle portate (i cosiddetti “step-backwater models”) nel periodo di osservazione; in corrispondenza di ciascuna sezione stabile è stato ipotizzato che il PSI rinvenuto sulle piante fosse evidenza di una piena estrema con tirante idrico di altezza almeno pari a quella del segno;
5. stima del valore di tale portata secondo il metodo proposto da diversi Autori *Benito & Thorndycraft* (2004), *Webb & Jarret* (2002) e *Ballesteros-Canovas et al.* (2011a).

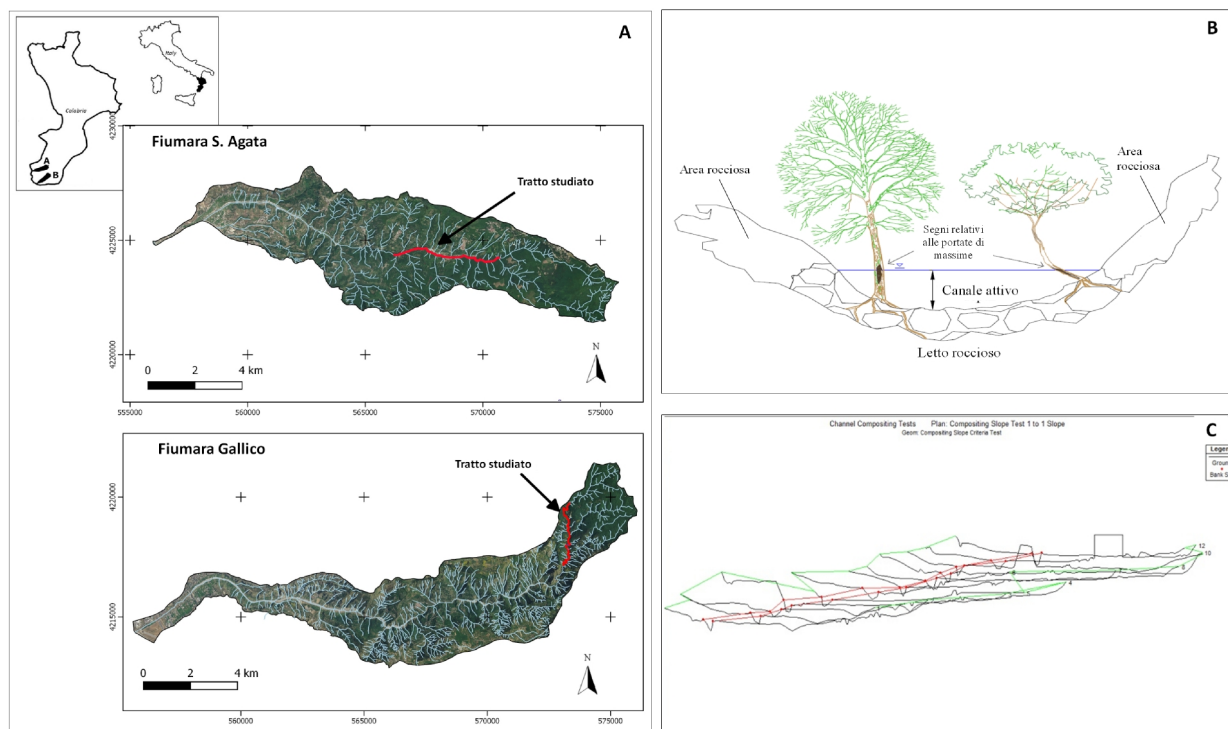


Figura 1. Ubicazione dei bacini oggetto di studio (A), schema di una “sezione stabile” (B) e rappresentazione grafica del profilo longitudinale elaborato dal software HEC-RAS (C).

3. RISULTATI E DISCUSSIONI

Nei sottobacini in studio sono state identificate rispettivamente 20 e 16 sezioni “stabili” ed è stata riscontrata la presenza di un cospicuo numero di PSI (78 per il Gallico e 99 per il Sant’Agata) in prevalenza rilevati su piante di *Alnus glutinosa* (L.) e *Alnus cordata* (Loisel.) .

In Figura 2 sono riportate frequenza e date dei diversi PSI. È stato possibile individuare gli anni di maggiore ricorrenza di PSI. In particolare, per gli anni 1971 (ad eccezione di h_{tc}), 1996, 2000 e 2003 si riscontra una corrispondenza tra numero di PSI e entità (volume di afflusso ed intensità) degli eventi pluviometrici, segno di un possibile rapporto di causa-effetto tra evento meteorico e portata di piena.

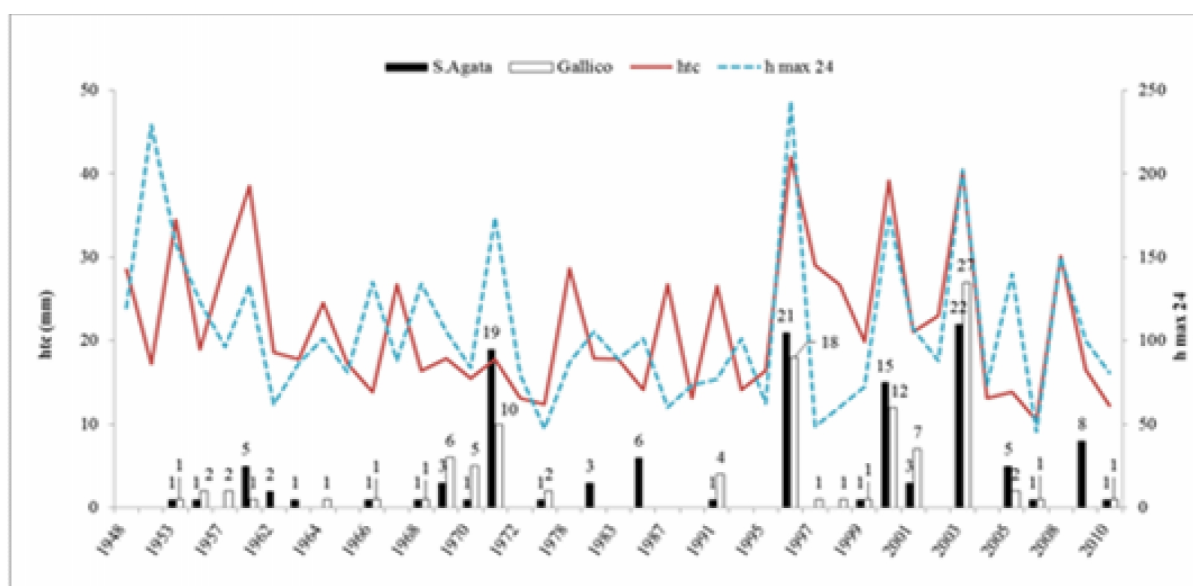


Figura 2. Relazione tra le date dei PSI ed eventi meteorici (altezza di pioggia massima registrata nelle 24 ore – h_{max24} – e altezza di pioggia critica- h_{tc})

Le stime della portata di piena in grado di sommergere tutti i PSI (Q_{sub}) per gli anni 1971, 1996, 2000, e 2003 (Ballesteros *et al.*, 2011a, 2011b) ricadono nel range $35.9 - 76.3 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (per la fiumara Sant'Agata) e $70.2-96.3 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (Gallico). I tempi di ritorno di tali portate sono compresi tra 40 e 60 anni per la fiumara Sant'Agata e tra 30 e 50 per la fiumara Gallico. A titolo d'esempio (fiumara Gallico, per gli anni 1971 e 2003), la Figura 3 mostra lo scarto percentuale tra l'altezza dei PSI misurata in campo e il tirante idrico calcolato con il software HEC-RAS corrispondente alla portata Q_{sub} ; Ballesteros-Canovas *et al.* (2011a) individuano come valore di portata di piena più realistico quello che corrisponde al minimo valore per lo scenario medio S_{med} (50° percentile della distribuzione statistica degli scarti "altezza PSI – tirante idrico stimato").

4. CONCLUSIONI

Nei piccoli bacini montani l'assenza di strumenti di misura delle portate rende alquanto difficoltosa la valutazione di frequenza e magnitudo delle piene estreme. Al fine di colmare tale lacuna, all'interno di due bacini montani sono state adattate e verificate metodologie comunemente utilizzate in letteratura per la caratterizzazione di portate di piena estreme attraverso l'analisi dei segni dal passaggio della corrente sulle piante e sul corso d'acqua. La metodologia ha consentito di individuare, mediante un approccio dendro-cronologico, le date e l'entità di quattro eventi verificatisi negli ultimi 60 anni ed aventi tempi di ritorno compresi tra 30 e 60 anni. Il confronto tra l'altezza dei segni individuati in campo e i tiranti idrici stimati con un modello idraulico, ha evidenziato una buona attendibilità dell'approccio dendro-cronologico per la frequenza e magnitudo di portate di piena estreme. I risultati complessivamente raggiunti incoraggiano la trasferibilità di tale metodo ai piccoli bacini montani non strumentati.

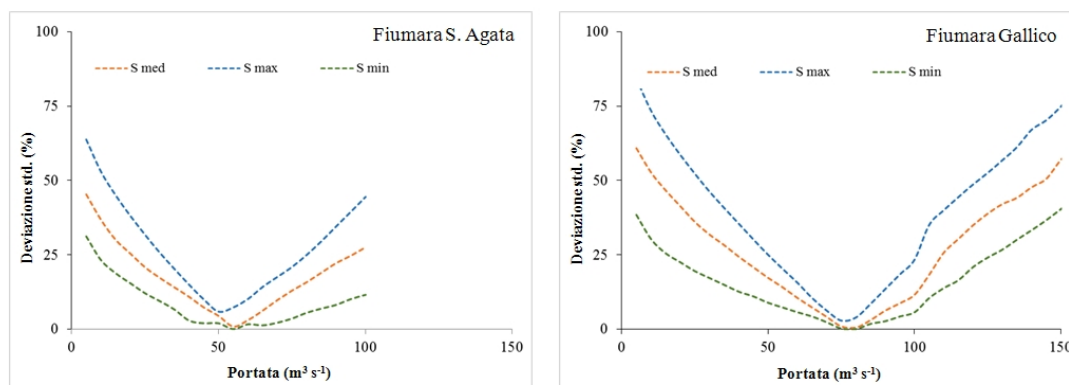


Figura 3. Scarto (%) tra l'altezza del PSI misurata ed il tirante idrico stimato con il software HEC-RAS per l'anno 2003 nei tratti montani delle fiumare S. Agata e Gallico

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Baker, V.R. Paleoflood hydrology: origin, progress, prospects. *Geomorphology*, 2008, 101: 1–13.
- Ballesteros Canovas, J.A., Bodoque, J.M., Diez-Herrero, A., Sanchez-Silva & M., Stoffel, M. Calibration of floodplain roughness and estimation of palaeoflood discharge based on tree-ring evidence and hydraulic modelling. *Journal of Hydrology*. 2011a, 403, 103-115.
- Ballesteros Canovas, J.A., Eguibar, M., Bodoque, J.M., Diez-Herrero, A., Stoffel, M. & Gutierrez Perez, I. Estimating flash flood discharge in an ungauged mountain catchment with 2D hydraulic models and dendrogeomorphic paleostage indicators. *Hydrological Process*. 2001b, 25, 970-979.
- Benito, G., Diez-Herrero, A. & Fernandez de Villalata M. Magnitude and frequency of flooding in the Tagus basin (Central Spain) over the last millennium. *Climatic Change*, 2003, 58 171–192.
- Benito, G. & Thorndycraft VR (eds). *Systematic, Palaeoflood and Historical Data for the Improvement of Flood Risk Estimation, Methodological Guidelines*. CSIC: Madrid, 2004, 115.
- Borga, M., Boscolo, P., Zanon, F. & Sangati M. Hydrometeorological analysis of the August 29, 2003 flash flood in the eastern Italian Alps. *Journal of Hydrometeorology*, 2007, 8(5), 1049–1067.
- Enzel Y, Ely LL, House PK, Baker VR, Webb RH. Palaeoflood evidence for a natural upper bound to flood magnitudes in the Colorado River basin. *Water Resources Research*, 1993, 29: 2287–2297.
- Gaume E, Bain V, Bernardara P, Newinger O, Barbuc M, Bateman A, Blaskovicova L, Blöschl G, Borga M, Dumitrescu A, Daliakopoulos I, Garcia J, Irimescu A, Kohnova S, Koutroulis A, Marchi L, Matreata S, Medina V, Preciso E, Sempere-Torres D, Stancalie G, Szolgay Jan, Tsanis I, Velasco D, Viglione A. A collation of data on European flash floods. *Journal of Hydrology*, 2009, 367(1–2): 70–78.
- Gurnell, A. M., & G. E. Petts. Island dominated landscapes of large floodplain rivers: A European perspective. *Freshwater Biology*, 2003, 47:581–600.
- Hupp, C.R. & Sigafos, R.S. Plant growth and block field movement in Virginia. In Swanson et al., editors, *Sediment Budgets and Routing in Forested Drainage Basins*: U.S. Forest Service, General Technical Report PNW-141, 1982, p. 78-85.
- Hupp, C. R., & W. R. Osterkamp. Riparian vegetation and fluvial geomorphic processes. *Geomorphology*, 1996, 14:277
- Jarrett, R.D. Hydrologic and hydraulic research in mountain rivers. *Water Resources Bulletin*, 1990 26(3): 419–429.
- Jarrett, R.D. & England, J.F. Reliability of paleostage indicators for paleoflood studies. In *Ancient Floods, Modern Hazards: Principles and Applications of Paleoflood Hydrology*. Water Science and Application, ed. House, P.K., Webb, R.H., Baker, V.R. & Levish DR (eds). American Geophysical Union: Washington, DC; 2002, 91–109.
- Merz, B., Elmer, F. & Thieken, A.H. Significance of “high probability/low damage” versus “low probability/high damage” flood events. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2009, 9 1033–1046.
- O'Connor JE, Webb RH. Hydraulic modelling for paleoflood analysis. In *Flood Geomorphology*, Baker VC, Kochel RC, Patton PC (eds). Jhon Wiley & Sons, Inc.: New York; 1988, 393–402.
- Ruiz-Villanueva, V., Diez-Herrero, A., Stoffel, M., Bollschweiler, M., Bodoque, J.M. & Ballesteros J.A. Dendrogeomorphic analysis of flash floods in a small ungauged mountain catchment (Central Spain). *Geomorphology* 2010, 118(1) 383–392.
- Scheuren J-M, le Polain de Waroux O, Below R, Guha-Sapir D. *Annual Disaster Statistical Review: The Numbers and Trends 2007*. Centre for Research on the Epidemiology of Disasters (CRED). Catholic University of Louvain (UCL): Brussels. 2008 Published on line <http://www.emdat.be/>.
- Webb, R.H. & Jarrett, R.D. One-dimensional estimation techniques for discharges of paleofloods and historical floods. In *Ancient Floods, Modern Hazards: Principles and Applications of Paleoflood Hydrology: Water Science and Application*, vol. 5, House PK, Webb RH, Baker VR, Levish DR (eds). American Geophysical Union: Washington, DC; 2002, 111–126.
- Zielonka, T., Holeksa, J. & Ciapala S. A reconstruction of flood events using scarred tree in the Tatra Mountains, Poland. *Dendrochronologia*, 2008, 26 173–183.

IDROSEMINA NATURALISTICA

Gianluigi Pirrera¹, Giuliano Sauli¹, Roberta Calvo², Filippo Amato¹ & Francesco D'Asaro²

(1) Associazione Italiana per l'Ingegneria Naturalistica (AIPIN); (2) Dipartimento di Scienze Agrarie e Forestali - Università degli Studi di Palermo

ASPETTI CHIAVE

- L'idrosemina è una tecnica usuale nel recupero di cave e di discariche di rifiuti solidi urbani grazie alla sua capacità di costituire un inerbimento rapido ed una fitta copertura vegetale protettiva e consolidante.
- Nel caso studio del recupero della discarica RSU di Termini Imerese l'idrosemina è stata condotta secondo un approccio naturalistico che ha condizionato la scelta della miscela delle sementi partendo dal contesto vegetazionale dell'area e dalle caratteristiche di resistenza delle radici.
- Importante la caratterizzazione morfologica, tensionale e di crescita degli apparati radicali delle piante guida inserite nella miscela per assicurare e prevedere il grado di consolidamento dei versanti che si vuole raggiungere.

1 INTRODUZIONE E CASO STUDIO

Le applicazioni di idrosemina generalmente tendono a ricostituire un adeguato livello di copertura vegetale, per migliorare l'efficacia contro fenomeni erosivi e di instabilità dei versanti, ma spesso trascurano l'aspetto naturalistico. Si utilizzano cioè miscele di specie erbacee che spesso pongono scarsa attenzione all'ecologia del sito di intervento. All'approccio tecnico occorre quindi affiancare quello naturalistico, che, dal contesto vegetazionale, scarti le specie alloctone e condizioni la scelta delle specie erbacee da utilizzare.

Il caso studio della discarica di Termini Imerese (Palermo), prevedeva un ricoprimento vegetale di 7,4 ha mediante idrosemina direttamente sul terreno di ricoprimento finale con rifiuti spesso a vista. L'analisi floristica e vegetazionale (prateria ad *Ampelodesmos*), che ha rilevato oltre 60 specie prevalentemente erbacee, ha determinato la scelta di una miscela con 13 specie che ha privilegiato le graminacee perenni (*Ampelodesmos m.*, *Oryzopsis m.*, *Cynodon d.*, *Festuca*) e le leguminose (*Hedysarum c.*, *Lotus c.*, *Medicago s.*) oltre a trifogli e *Foeniculum v.*. Prevedendo il capitolato fissate caratteristiche di velocità di accrescimento radicale e di sforzo medio a rottura delle singole radici, alla miscela naturalistica sono state aggiunte altre graminacee perenni (*Brachipodium r.*, *Lolium*, *Lygeum s.*), altri trifogli e *Artemisia a.*, portando la miscela naturalistica finale a 21 specie con alto valore biotecnico. Si sono utilizzati semi da fiorume, fertilizzanti biostimolatori, mulch in fibra di legno o cellulosa e collanti organici e sintetici; l'area è stata fertilizzata con stallatico equino. L'idrosemina è stata eseguita con un primo doppio passaggio (marzo), un successivo hydromulching con semi (giugno) ed un intervento di manutenzione con altro fiorume (ottobre).

Il caso studio presentato, con le indagini di laboratorio ed i monitoraggi conseguenti, è stato l'occasione per valutare la validità della metodologia naturalistica applicata all'idrosemina in un sito particolarmente problematico.

2 ANALISI MORFO TENSIONALE DELLE RADICI

Per tre specie di riferimento della idrosemina naturalistica, le graminacee perenni *Ampelodesmos mauritanicum*, *Oryzopsis miliacea L.* e la leguminosa *Hedysarum coronarium L. (Sulla)*, è stata condotta una indagine morfologica e tensionale dell'apparato radicale (vedi tab 1). Il prelievo indisturbato dei campioni nell'area dell'ex discarica è stato eseguito a mezzo scavo manuale con ausilio di mezzi meccanici per le piante di dimensioni maggiori. L'estrazione è stata eseguita operando con scavi a campione intorno alla pianta per arrecare il minor danno possibile alle radici individuandone al contempo l'estensione e quindi l'area radicata. A. I blocchi suolo-radici sono stati liberati dal terreno per scuotimento e lavaggio a pressione avendo cura di lasciare integro l'apparato radicale. In laboratorio è stato eseguito un lavaggio di finitura ed un controllo dell'integrità del campione, prima dei rilievi morfologici. Il protocollo seguito ha previsto, subito dopo i rilievi morfologici, la conservazione dell'apparato integro in camera isolata termicamente e l'esecuzione delle prove di trazione entro il terzo giorno dal prelievo.

Grandezza	Ampelodesmos	Oryzopsis	Hedysarum
Diametro/Profondità della zolla di prelievo [m]	1,90/2,15	0,65/0,80	0,23/0,45
Altezza/Ampiezza epigea della pianta[m]	2,55/2,35	1,64/0,75	0,54/0,50
Lungh. max radici non rettifiche [m]	2,15	1,45	0,40
Diametro del colletto [cm]	27,8	25,8	2,8
Range dei diametri delle radici rilevate [mm]	0,10–2,80	0,03–0,97	0,03–20,00
Diametro medio radici [mm]	0,85	0,35	2,32
N° radici (totale campione/test trazione)	1041/30	211/35	137/17
max/min Tr radici [MPa]	85,91/19,57	173,08/11,53	31,42/3,07
media Tr radici [MPa]	49,65	46,54	10,89
CV Tr radici	0,30	0,62	0,66

Tabella 1. Caratteristiche del prelievo delle specie e dati di sintesi del rilievo diametrale e delle prove di trazione a rottura.

I test di trazione del campione di radici sono stati svolti presso il “Laboratorio di prova sui materiali” del Dipartimento DICAM (Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali) dell’Università di Palermo con strumentazione Zwick/Roell mod. Z5 con cella di carico da 200 N. Sono stati sottoposti a prova tratti di radici di lunghezza standard pari a 15 cm con diametro quasi uniforme, privi di nodi o anomalie della crescita. Il diametro associato alla prova, D_m [mm], è stato assunto pari alla media di tre misure prese agli estremi ed al centro del campione radicale. Assunta una velocità di prova di 5 mm/minuto, i valori di resistenza a trazione Tr , espressi in Mpa, sono stati ottenuti sotto l’ipotesi di sezione circolare della radice, con l’espressione $Tr = F_{max}/(\pi D_m^2/4)$, dove F_{max} [N] è il carico massimo, a rottura. Sono state prese in considerazione solo le prove che hanno prodotto curve forza/allungamento continue sempre crescenti senza segni di cedimento dei vincoli di ammassamento e rottura nel tratto intermedio.

I campioni di *Ampelodesmos mauritanicum* e *Oryzopsis miliacea* L., come tutte le monocotiledoni, sono caratterizzati da un apparato radicale omorizzico fascicolato cioè costituito da fitti assi poco ramificati che partendo dalla base dei culmi, a maturità, raggiungono dimensioni poco variabili. In questo caso la caratterizzazione morfologica, di tipo monodimensionale (lungo l’asse della profondità), è consistita nella determinazione della legge di distribuzione dei diametri e del numero di radici a diverse distanze z dal colletto. Sempre in relazione alla particolare conformazione dell’apparato radicale, il rilievo dei diametri D è stato eseguito direttamente su campioni di radici a fissata distanza dal colletto mentre la numerosità N è stata valutata indirettamente dalla misura del volume di porzioni dell’apparato radicale. I valori medi dei diametri, $D_m(z)$, hanno mostrato una tendenza a diminuire linearmente con la distanza z dal colletto mentre poco variabile con la distanza è invece risultato il coefficiente di variazione CV dei campioni osservati. Da queste evidenze e dalla legge di distribuzione dei diametri, condizionata alla distanza dal colletto, è stato costruito il modello morfologico $\{D(z), N(D|z)\}$ che ha permesso di stimare le aree $Ar(z)$ delle sezioni delle radici a fissata profondità e quindi il Rapporto di Area Radicata, $RAR = Ar(z)/A$, nell’ipotesi di area radicata cilindrica di diametro pari a quello della zolla estratta.

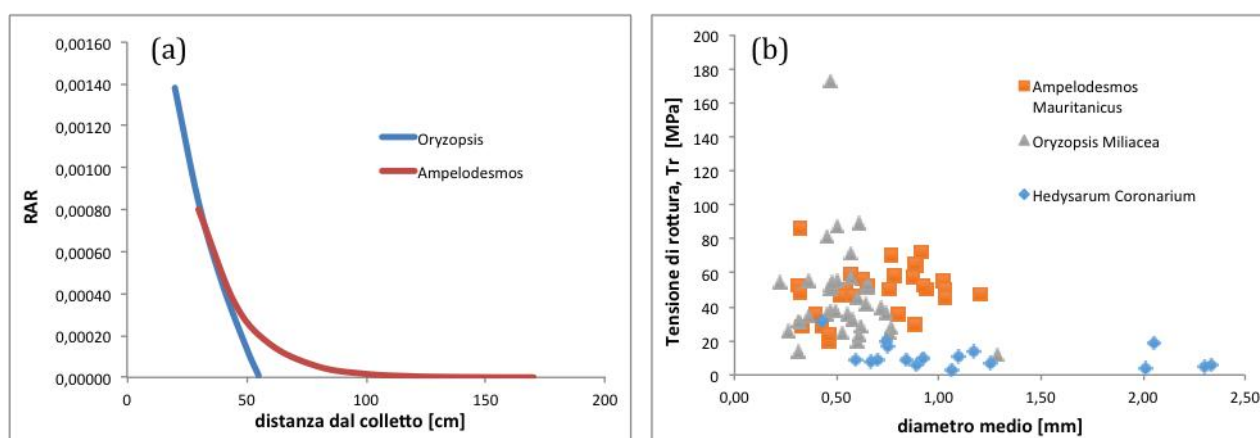


Figura 1. (a): andamento del Rapporto di Radicazione (RAR) con la distanza dal colletto di due specie analizzate; (b): valori sperimentali delle tensioni di rottura a trazione (Tr) delle radici in funzione del diametro, per le tre specie di riferimento.

Per le due specie indagate la funzione $RAR(z)$, riportata in figura 1a, mostra un andamento analogo in prossimità del colletto, poi condizionato dalla diversa profondità massima delle stesse specie.

I dati di sintesi delle prove a trazione per le tre specie sono riportati in tab. 1 mentre nel grafico di fig. 1b, sono mostrati gli andamenti sperimentali $Tr(D)$. Non si evince una chiara tendenza all'aumento della resistenza al diminuire del diametro mentre è evidente la loro elevata variabilità. Per *Ampelodesmos* e *Oryzopsis* tale comportamento può essere ragionevolmente imputato alla ridotta variabilità dei diametri in gioco. Rilevanti in ogni caso i valori misurati che superano i 60 MPa nel 16% dei casi.

3 PROVE DI ACCRESCIMENTO RADICALE

La ricerca mirata a determinare la velocità di crescita della graminacea perenne *Ampelodesmos mauritanicus* è stata eseguita in un ambiente controllato costituito da cilindri verticali (fitotubi) disposti sia all'aperto (20 cilindri presso i locali della Biocity srl a Palermo), che in serra (20 cilindri presso il Vivaio Savif a Caltanissetta). I fitotubi, di lunghezza pari a 2 m e diametro pari a 19 cm, sono stati realizzati con pannelli di plexiglass trasparente chiusi longitudinalmente posti sopra mastelli in plastica alti 60 cm. Per inibire la crescita di muffe i cilindri sono stati ricoperti con plastica nera. Per valutare l'influenza delle caratteristiche del substrato sulla velocità di crescita radicale, i fitotubi sono stati suddivisi in batterie riempiti con 2 tipologie di substrati: uno tecnogenico, fornito dalla ditta Harpo ed una mistura di lapillo vulcanico, terriccio e torba. Le prove sono state condotte sia a partire da plantule che da giovani cespi di circa 2 mesi. L'irrigazione è stata garantita mediante la realizzazione di un impianto composto da due linee con irrigatori a goccia per ogni cilindro, a profondità diverse.

Il rilevamento della crescita è stato eseguito per apertura del fitotubo anche se sono state possibili alcune misurazioni visive, non distruttive (fig. 2a), grazie alla trasparenza del cilindro. Il risultato parziale ricavato dalle misure di 12 piante in fitotubo posto all'aperto, senza distinzione di substrato, mostra come 2 metri di profondità di radicazione siano stati raggiunti già in otto mesi (fig. 2 c).

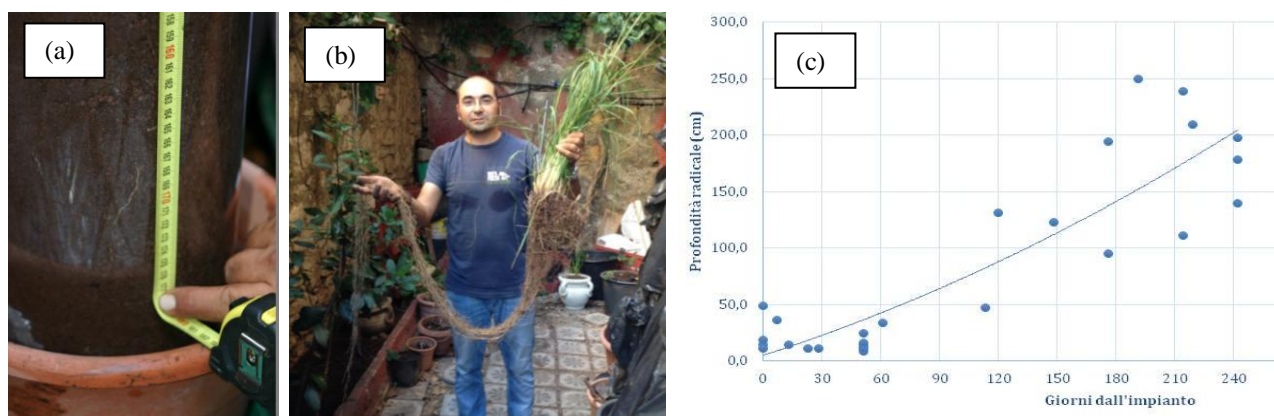


Figura 2. (a) Misura visiva non distruttiva su fitotubo, (b) Esemplare estratto dal fitotubo prima della misurazione, (c) Andamento della crescita della lunghezza rettificata dell'apparato radicale di 12 esemplari di *Ampelodesmos mauritanicus* in otto mesi in condizioni sperimentali all'aperto.

4 MONITORAGGIO FLORISTICO DEI RISULTATI

Le attività di cantiere hanno previsto la caratterizzazione botanica-ecologica dell'area al fine di individuare le specie vegetali presenti, eventuali emergenze ambientali legate a fenomeni di invasività tipiche degli ambienti ruderali e disturbati, quali sono le discariche e verificare l'efficacia degli interventi realizzati. Le aree di saggio sono state materializzate attraverso la disposizione di picchetti in ferro, formando parcelle quadrate di 4 m² suddivise in sub parcelle di lato pari ad un metro. Le attività di monitoraggio sono consistite in sei rilevamenti floristici (maggio 2015-marzo 2016). Sono stati censiti complessivi 68 taxa verificando la germinazione a soli due mesi dall'intervento di ben 10 delle 21 specie impiegate, divenute 13 a marzo 2016 (tab. 2). Le specie *Hedysarum c.*, *Medicago*, *Cynodon*, *Vicia s.*, *Artemisia* e *Oryzopsis*, hanno manifestato ottime attitudine all'impiego sia per quanto attiene la germinabilità che il grado di ricoprimento raggiunto; le altre specie hanno presentato minori o bassi valori di copertura.

N	Classe	Famiglia	Taxa	A	B
1	Magnoliopsida	Apiaceae	<i>Foeniculum vulgare</i> Mill. subsp. <i>vulgare</i>	N	X
2	Magnoliopsida	Asteraceae	<i>Artemisia arborescens</i> (Vaill.) L.	N	X
3	Magnoliopsida	Leguminosae	<i>Lotus corniculatus</i> L.	N	X
4	Magnoliopsida	Leguminosae	<i>Medicago lupulina</i> (Guss.) Nyman	N	X
5	Magnoliopsida	Leguminosae	<i>Medicago sativa</i> L. subsp. <i>sativa</i>	N	X
6	Magnoliopsida	Leguminosae	<i>Hedysarum coronarium</i> (L.) Medik.	N	X
7	Magnoliopsida	Leguminosae	<i>Trifolium hybridum</i> Huds.	X	
8	Magnoliopsida	Leguminosae	<i>Trifolium pratense</i> L.	N	X
9	Magnoliopsida	Leguminosae	<i>Trifolium repens</i> L. (T.bianco)	X	X
10	Magnoliopsida	Leguminosae	<i>Vicia sativa</i> L. subsp. <i>sativa</i>	N	X
11	Liliopsida	Graminaceae	<i>Agropyron repens</i> (L.) P. Beauv.	X	
12	Liliopsida	Graminaceae	<i>Ampelodesmos mauritanicus</i> (Poir.) T. Durand & Schinz.	N	X
13	Liliopsida	Graminaceae	<i>Brachypodium rupestre</i> (Host) Roem. & Schult.	X	
14	Liliopsida	Graminaceae	<i>Bromopsis erecta</i> (Huds.) Fourr. (<i>Bromus erectus</i>)	X	
15	Liliopsida	Graminaceae	<i>Cynodon dactylon</i> (L.) Pers.	N	X
16	Liliopsida	Graminaceae	<i>Festuca ovina</i> L.	X	
17	Liliopsida	Graminaceae	<i>Lolium multiflorum</i> Lam. (Loietto italico)	X	
18	Liliopsida	Graminaceae	<i>Lolium perenne</i> L.	X	
19	Liliopsida	Graminaceae	<i>Lygeum spartum</i> L.	N	
20	Liliopsida	Graminaceae	<i>Piptatherum miliaceum</i> (L.) Coss. (<i>Oryzopsis miliaceum</i>)	N	X
21	Liliopsida	Graminaceae	<i>Schedonorus arund.</i> (Schreb.) Dumort. (<i>Festuca arundinaceae</i>)	N	X

Tabella 2. Composizione della miscela di idrosemina: in (A), la lettera N indica la specie pre esistente in discarica; in (B) indicati i risultati del monitoraggio .

Il monitoraggio ha permesso di individuare ulteriori 35 specie locali che trovano condizioni favorevoli nelle differenti nicchie presenti nell'area dei lavori: da specie legate alle pozze umide o stagni quali *Typha* e *Scirpoides*, alle abbondanti graminacee perenni legate ai terreni umidi e profondi (*Arundo c.*) o ai prati xerici (*Hyparrhenia*). A confermare le difficili condizioni ecologiche presenti in un ambiente disturbato di discarica vi è la consistente presenza di specie alloctone o ad elevato grado di invasività. Si tratta di specie ruderali, sinantropiche legate a substrati particolarmente difficili in cui trovano posto neofite invasive quali ad esempio *Ricinus*, *Boerhaavia*, *Pennisetum* e *Datura*.

5 CONCLUSIONI

I primi risultati confermano la validità dell'idrosemina naturalistica qui proposta, rilevando specificatamente la buona attitudine delle specie autoctone a creare un'efficiente copertura vegetale di un'area degradata, quale una discarica RSU con spessore di terreno estremamente esiguo. Peraltro, la copertura vegetale raggiunta è risultata soddisfacente anche in termini di biodiversità per il rilevante numero di specie attecchite. Ecologicamente la metodologia applicata è preferibile ad una idrosemina tradizionale che usa miscele commerciali, di semi non autoctoni e di provenienza non certa, in quanto permette la ricostituzione ambientale del sito migliorandone il grado di biodiversità. La validità dell'approccio è confermato anche dai buoni risultati biotecnici delle specie di riferimento sia in termini di velocità di accrescimento, che di densità radicale (RAR), che di contributo alla resistenza del terreno attraverso rilevanti valori di tensione di rottura.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Florineth F. Pflanzen statt Beton, Patzer Verlag, Berlin – Hannover, 2012
 Schiechtl H. M., Stern R. Ingegneria Naturalistica - Manuale delle opere in terra, Castaldi, Firenze, 1992

THE EFFECT OF FLEXIBLE VEGETATION ON FLOW IN DRAINAGE CHANNELS – FIELD SURVEYS FOR ROUGHNESS COEFFICIENTS ESTIMATION

A. Errico¹, F. Preti¹, and L. Solari²

(1) GESAAF - University of Florence, (2) DICEA - University of Florence

KEY POINTS

- A methodology for roughness coefficient estimation in vegetated channels is presented.
- Artificial discharges were produced in a real-scale vegetated reclamation channel, and the measurement of flow characteristics was carried out, in order to have the roughness coefficient as the only unknown variable.
- Manning's n values were computed and compared with modeling results. Vegetation resulted to have a decreasing influence for increasing discharges because of leaf and flexible stems reconfiguration, varying from 0.07 to 0.02.

1 INTRODUCTION

The management of vegetation in drainage channels represents one of the main issues for land reclamation authorities during spring and summer seasons. In fact, the presence of high concentrations of nutrients combined with a constant presence of water enhances the growth of aquatic and hygrophile vegetation within the riverbed and banks. On the one hand, the presence of vegetation within the flow section can significantly increase the bed roughness reducing the discharge capacity, therefore rising the risk of flood. On the other hand, drainage channels constitute a fundamental habitat within the agricultural environment, which needs to be preserved as important habitats for a number of animal and vegetal species, some of which endangered. Following a precautionary approach, channel managers use to remove the entire vegetation cover from the banks and from the bottom of the channel, to maximize the discharge capacity of the drainage network. In the Versilia area, vegetation is cut twice a year on the riverbanks, and once a year on the bottom of the channel. Considering the proximity to the Massaciuccoli Natural Park, and the importance of the entire reclamation site for bird migration, fish and amphibia reproduction, a more accurate evaluation of the effective need of the vegetation removal is called for. For these reason, a field-based estimation of vegetation effects on flow conveyance was carried out, in order to estimate the bed roughness in presence/absence of vegetation for different vegetation covers..

In literature, recent works (e.g. Nepf, 2012) have proposed various models for estimating flow resistance in the case of different vegetation types (such as aquatic or riparian); however, these models were typically derived from laboratory analysis using, in some cases, artificial vegetation. Therefore, their application to the field is uncertain. The objective of the work is to assess the effect of common reed vegetation, typically growing in drainage channels, on flow rating curves (i.e. in terms of reduction in discharge capacity, water level rise, roughness coefficients) and on velocity distribution in a given monitoring cross-section.

A first survey was carried out in June 2015 (Errico *et. al*, 2015). A new field survey and modelling session was organized in October 2015, improving the previous results and bringing additional knowledge about the effects of channel vegetation on flow.

2 MATERIALS AND METHODS

2.1 Study Area

The survey location is a straight stretch of 400 m long channel in the Versilia-Massaciuccoli reclamation area. A dense network of channels drains the fields, which are located below the sea level. The water is drained by the channels and lifted above the sea level by automatic pumping plants, within collectors which directly reach the sea. The vegetation is mainly composed by common reed (*Phragmites australis*), which grows both on the riverbanks and in the channel bottom. The presence of mallard (*Anas platyrhynchos* L.) reproducing in this area raised attention on the environmental and ecological impact of vegetation

management. A densely urbanized area (Viareggio) is located nearby, so that the actual management of the in-channel growing vegetation aims to minimize the risk of flood.

2.2 First field survey and modeling (June 2015)

A first field experiment was scheduled on June 2015, aimed at measuring various parameters of the water flow for different discharges and under different vegetation conditions (Errico et al., 2015). Field works were supported by the Northern Tuscany land reclamation office's staff. Measures were conducted at the end of the cutting season (maximum vegetation growth), then after a partial cut, and finally after total removal. Discharge were varied by means of a set of 2 mobile water pumps with a maximum discharge capacity of 0.4 m³/s each. The maximum discharge capacity of the reference section, using a standard roughness, was estimated to be approximately 1.5 m³/s.

The vegetation parameters (stem diameters, density, height, position within the channel) have been measured, in order to collect the data required by hydraulic models from literature (e.g. Nepf, 2012). The rating curve has been obtained for a reference section for all the different vegetation scenarios. An intermediate scenario, with the vegetation cut on just one of the riverbanks have been conducted, in order to test the sustainability in the Versilia area of an alternative less impactful management. Vegetation has not been cut below the measuring footbridge because of technical limits of the machine. The Slope Area Method (USGS) has been applied to determine the discharge, and results were compared with the ones obtained by means of the velocity measurements. Discharge measurement have been conducted also with the Salt Dilution Method (Rescan Environmental Services, 2006), to have a more robust control of the discharges estimation.

2.3 Discharge estimation

By means of a USGS type AA current meter the distributed water velocity at 8 points within the cross section have been measured for discharge estimation. This operation have been conducted for each discharge of each vegetation scenario, for a total of 12 measured discharges. The water surface slope have been measured by means of a total station, with a precision of 0.1 cm. Water surface elevation have been registered for each discharge at three cross sections, upstream, downstream and at the reference section. Using this measures made possible to apply the Slope Area Method for each pumping layout. After the total removal of riparian and inbed vegetation, the Salt Dilution Method have been applied on the first two pumping layouts. Water level registration allowed to trace a rating curve for each vegetation scenario. The roughness estimation was carried out according to the application of Manning's formula on the surveyed data. A control of results have been carried out using the hydraulic model HEC RAS (USACE).

2.4 Second field survey (October 2015)

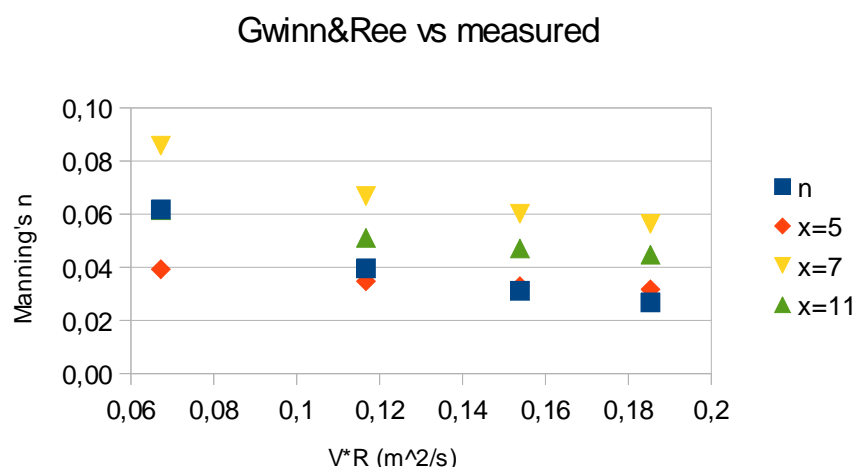
The first field session presented some uncertainties due to inaccuracies in the cut of vegetation. In particular, the in-channel vegetation was removed just upstream of the survey section, while below and downstream it was released. This caused disturbances to the expected uniform flow, therefore producing unclear results. Moreover, the maximum discharge of 0.7 m³/s was not sufficient to fill the channel up to reach the vegetation on banks (the most of it), thus not showing a significant effect of banks on the total flow. A second field campaign was thus scheduled in October, after a partial regrowth of vegetation. The discharge was increased by means of two additional pumps, in order to rise the water level high enough to reach the bank vegetation. Moreover, the survey section was moved 20 m downstream, in a stretch where inbed vegetation was present and homogeneously distributed upstream and downstream. Four different discharges were produced (from 0.32 to 0.96 m³/s), and the velocities monitored by means of a current meter. The survey grid was increased: the flow velocity was monitored along 11 columns, every 15 cm of depth starting from the bottom. The vertical velocity distribution for the maximum discharge was taken sampling along the central column every 5 cm. Only the vegetated scenario was monitored, as a trial for future surveys in June 2016.

The collected data was then processed by means of Thiessen polygonation and Matlab ® interpolation functions (meshgrid+griddata), in order to determine the velocity distribution and the discharge for each

pumping layout. The equivalent roughness coefficient was then determined using the Chezy equation, and compared with the results of modeling. Modeling was carried out in uniform flow conditions, considering a non-uniform roughness throughout the cross section. The wetted perimeter was divided in parts with different roughness, due to the presence/absence of vegetation. The Manning's n for the vegetated areas were determined using the Nepf model (Luhar & Nepf, 2012), and then combined together according to the Lotter formula to obtain an equivalent n .

3 RESULTS AND DISCUSSION

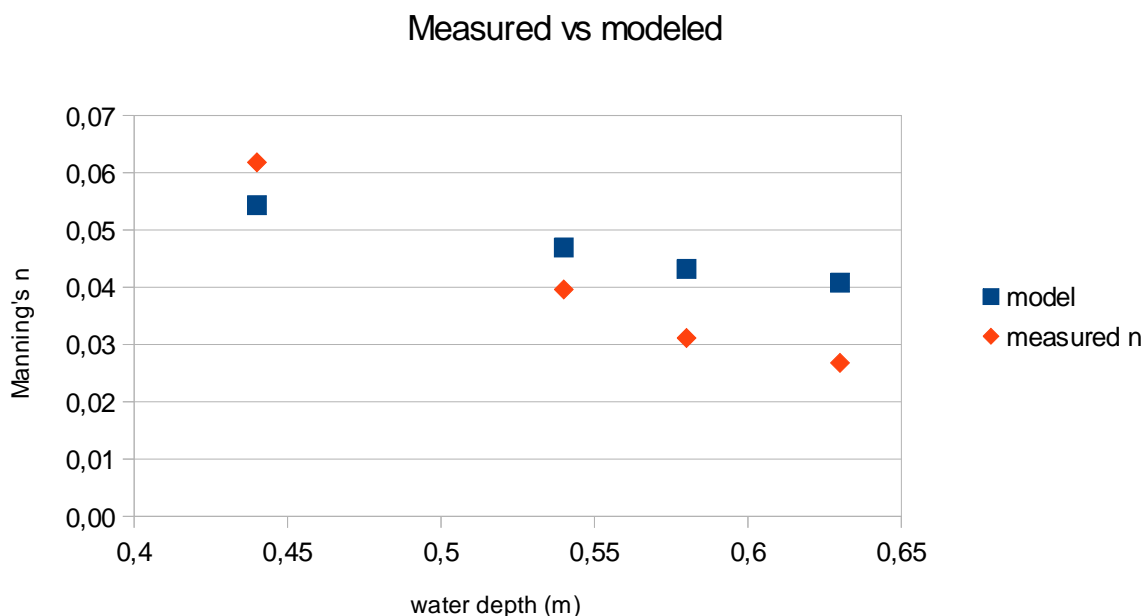
The results of the first session were not clearly explaining the flow dynamics related to the effect of vegetation. The three methods used for the discharge monitoring, however, were coherent and therefore the method resulted to be robust and reliable. The estimated Manning's n varied between 0.034 and 0.038, but it has to be considered that the in-channel vegetation was scarce, while the bank vegetation was almost untouched by the flow. The second field session was carried out just for the full-vegetated scenario. A denser in-channel vegetation was present (20-30 stems/m²), moreover the discharges were high enough to reach the bank vegetation. Results showed a decreasing equivalent roughness for increasing discharges. The Manning's n varied from 0.027 to 0.062. In Graph 1, the measured roughness coefficients against the $V \cdot R$ factor are plotted, as presented by Whitehead (1976). The three curves showed together with the measure were obtained using the Gwinn & Ree (1947) formula for submerged vegetation. The "x" factor is a measure of the canopy growth stage and density.



Graph 1. Roughness coefficients and water depth. The four points correspond to the four increasing artificial discharges. The Nepf model was run with flexible grass at the bottom and rigid reeds on the banks.

Results show how the values are coherent with the previous findings. However, the measured values show an higher slope in decreasing with the discharge. Therefore, the flow resistance seems to be high for low water levels, but decreasing rapidly for higher discharges, suggesting a contained influence of vegetation on flood risk for the studied channels.

A physical model developed by Nepf (2010) for both submerged and emergent vegetation was run to test the applicability of modeling in predicting the effect of in channel vegetation on flow. Emergent vegetation with a density of 20 stems/m² was considered on the banks and channel sides, while a central corridor with submerged grass was considered for the channel. Results of the modeling and measured values for different water depths are presented in Graph 2.



Graph 2. Roughness coefficients from modeling and measurements for different water depths. The trends are slightly different, but the values are coherent. Moreover, the model appear to be more precautionary for the higher discharges.

Equivalent roughness for the entire cross section is a combination of the effects of emergent and submerged vegetation. The two canopies have different trends in disturbing the flow for increasing water depths. In fact, for emergent vegetation the flow resistance is supposed to increase together with the water level, until the vegetation becomes submerged and starts to bend. At the same time, submerged vegetation reduces its height with increasing velocities, therefore reducing flow disturbance. In our case, submerged vegetation was represented by the leafs of growing reeds, which showed a bending behavior when submerged. Although the reeds were not submerged but emergent, a partial reconfiguration of leaves due to the flow drag caused a decrease in disturbance with increasing water levels and velocities, as observed by other authors for totally submerged canopies. The leaves and branches reconfiguration has been observed by Jarvela (2004) and other authors as typical for flexible partially submerged vegetation such as shrubs and bushes.

4 CONCLUSIONS

A methodology to directly measure the equivalent roughness coefficient in vegetated channels was presented. The vegetation observed within the channel was mainly composed by partially submerged common reed (*Phragmites australis*), which seems to decrease its flow resistance for increasing flow velocities, reshaping the leafs as observed for bushes by Jarvela (2010). Although with slightly different trends, computed and measured equivalent roughness coefficients resulted to be within the same order of magnitude (0.03-0.07). The analysis of the velocity distribution within the cross section showed how the presence of reed patches on the banks and within the channel bed are able to deviate the flow, concentrating the most part of the discharge in the open patterns, which show an increased velocity. From this point of view, the presence of vegetation is not influencing the flow resistance, but the flow patterns instead. As already suggested by other authors (e.g. *Luhar & Nepf, 2012, Bal et al. 2011*), vegetation management in channels can be oriented to mowing patterns that produce less interfacial areas per channel length, which are effective in reducing flow resistance but at the same time guarantee a lower environmental impact. The results of this work are useful for the water service managers to take decisions about the management of vegetation along the drainage systems of the area, and will be the base for upcoming research planned for the next months.

ROOT WATER UPTAKE PATTERNS BY MICRO-ELECTRICAL RESISTIVITY TOMOGRAPHY

Daniela Vanella¹, Laura Busato², Jacopo Boaga², Simona Consoli¹ & Giorgio Cassiani²

(1) Dipartimento di Agricoltura, Alimentazione, Ambiente (Di3A), Università degli Studi di Catania, Via S. Sofia, 100 – 95123 Catania (Italy); (2) Dipartimento di Geoscienze, Università degli Studi di Padova, Via Gradenigo, 06 – 35131 Padova (Italy)

KEY POINTS

- Micro three-dimensional electrical resistivity tomography to assess the differences between the portion of subsoil interested by the active root-zone of trees irrigated by different strategies (partial root drying and full irrigation).
- Time-lapse measurements conducted both with long-term periodicity and short-term repetition before and after irrigation highlighted the distribution of root water uptake zone both at shallow and larger depths.
- Ancillary information collected at the field site, e.g. trees physiological monitoring and meteorological data, allow to better explain the soil-plant-atmosphere dynamics that have take part at both irrigation plots.

1 INTRODUCTION

Recently, the electrical resistivity tomography (ERT), also in three-dimension (3D-ERT), has been used to characterize root water uptake (RWU) and root system (e.g., Cassiani *et al.*, 2015 and references inside). The majority of the performed studies highlight the promising capabilities of the ERT technique, but the difficulties to interpret the measured electrical resistivity remain. First, as the resistivity is affected by several factors, the variability of these factors needs to be restricted or measured independently and a fitting calibration equation needs to be established (e.g., Michot *et al.*, 2003). Second, possibly rapid changes in the soil-plant-atmosphere continuum, such as a passing infiltration front after heavy rain, require high temporal resolution of the measurement to avoid temporal smearing (e.g., Koestel *et al.*, 2009). Finally, RWU processes are spatially variable and require at least decimetre resolution. Moreover moisture changes need to be at least 10% to be observed in time and space (Michot *et al.*, 2003).

The subsoil dynamics, particularly influenced by irrigation and RWU, have been characterized by the 3D ERT measurements coupled with plant transpiration through sap flow measurements. The specific objectives of the study were:

- (a) to study the feasibility of a small scale monitoring of root zone processes using time-lapse 3D ERT;
- (b) to assess the value of the data above for a first qualitative description of hydrological processes at the tens of centimetre scale.

2 MATERIALS AND METHODS

2.1 Experimental site

The study was conducted in an orange orchard (*Citrus sinensis* (L.) Osbeck) cv ‘Tarocco Sciara’ grafted on Carrizo citrange [*Poncirus trifoliata* (L.) Raf. × *C. sinensis* (L.) Osbeck], in Eastern Sicily (Italy) over the irrigation season 2015. 8-years old trees were planted at a spacing of 6 m x 4 m. The grove belongs to the Citrus and Mediterranean Crops Research Centre (CREA).

The climate of the area is semiarid Mediterranean with warm and dry summers. The meteorological data were collected at the experimental site by an automatic weather station and used to calculate the daily reference evapotranspiration (ET_0) through the Penman-Monteith equation (Allen *et al.*, 1998). The ET_0 was adjusted by the seasonal crop coefficient (K_c) for orange orchard (i.e., 0.7) in order to estimate the crop evapotranspiration (ET_c) and irrigation requirements. During June-October 2015 irrigation was scheduled weekly. The amount of water applied (three times per week) was measured with in-line water meters; water pressure regime was also checked by manometers. Different irrigation treatments were applied at the experimental field, an exhaustive description about those and the irrigation specs is in Consoli *et al.*, (2014). Herein we refer only to two irrigation treatments because they identify extremes conditions of water supply at the orange orchard site and they consist in:

- (a) a control treatment (T1) where trees were irrigated with enough water to replace 100% ET_c ;
- (b) a partial root-zone drying treatment (T4) irrigated at 50% ET_c on one side of the root-zone while the

other side was kept dry.

The soil at the experimental field results fairly uniform with a sandy-loam texture and a percentage of organic matter of 1.25%. The mean water content at the field capacity ($pF = 2.5$) and wilting point ($pF = 4.2$) were 38.8% and 24.4%, respectively (Consoli *et al.*, 2014). The dynamic of soil water content distribution was recorded at the irrigation plots using dielectric soil moisture sensors (ECH2O probe, Decagon, Inc.) calibrated against gravimetric method.

2.2 Micro-electrical resistivity tomography monitoring

The micro-electrical resistivity tomography (3D-ERT) monitoring was carried out around two selected orange trees supplied by different irrigation techniques (i.e., full irrigation T1 and partial root drying, PRD T4). We designed a three-dimensional electrodes arrangement, which implies the usage of both superficial and buried electrodes. The ERT apparatus consisted on nine micro-boreholes (1.2 m depth) housing 12 electrodes each one (0.1 m spaced), plus ninth six surface electrodes (0.26 m spaced). The boreholes were spaced 1.3 m on a square grid, thus delimiting four quarters, one of which is centred on the considered tree (Figure 1).

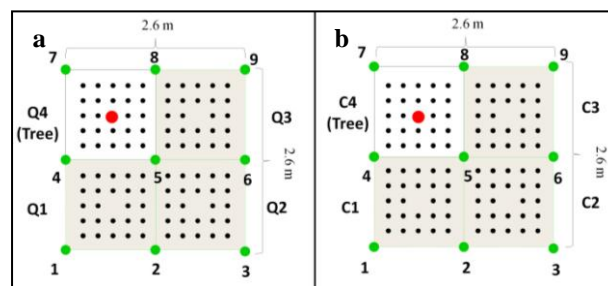


Figure 1. 3D-ERT monitoring scheme adopted at: a) partial root drying, PRD, T4 test plot and b) full irrigation, $ET_c100\%$, T1. For each test plot (a and b), the scheme was composed of four quarters (Q1-Q2-Q3-Q4 and C1-C2-C3-C4). The trees in both plots (PRD and $ET_c100\%$) insisted respectively on quarters Q4 and C4. The red circle represents the trees trunks; the green circles the boreholes; the black circles are the superficial electrodes.

The ERT monitoring was carried out with long-term periodicity during the irrigation season 2015 (June-September) and with short repetitions before and after irrigation at both test plots (T1 and T4). For the quarters where the trees insisted (Q4 and C4) we performed repetitions also contextually to the irrigation time. During the survey period we collected a total number of 50 dataset. Every dataset (quarter by quarter) was acquired adopting a complete skip 0 dipole-dipole scheme by a 10 channels resistivity meter (Syscal Pro 72 Switch, IRIS Instruments). We acquired both direct and reciprocal data to have an estimate of measurement errors (see e.g. Binley *et al.*, 1995). Every set of measures was processed using the same protocol that consisted in: assessment of the data quality; evaluation of the forward model errors; checking and averaging the duplicates measures; total inversion of the dataset considering all electrodes (buried and superficial) both in absolute and in time lapse mode by R3t code (A. Binley, Lancaster University); time lapse inversions of the quarters directly interested by the trees (Q4 and C4). The resistivity variations (%) at each time step were computed with respect to the background, considering in the time-lapse inversions only the same quadripoles. The effect of the temperature on the inverted imagery was ignored because the ERT monitoring was performed at the same time of the day during the summer season.

2.3 Sap flow measures

Water consumption at tree level was continuously measured by using the heat pulse velocity technique (HPV), (Swanson & Whitfield, 1981). For these measures, one 4 cm sap flow probe with two thermocouples embedded (Tranzflo NZ Ltd., Palmerston North, NZ) was inserted in the trunk of the tree. The temperature measurements were obtained by means of ultra-thin thermocouples that, one the probe is in place, are located at 5, and 15 mm within the trunk. Data of the probe were processed according to Green *et al.*, (2003) to integrate sap flow velocity over sapwood area and calculate transpiration. Four trees were selected to measure sap flow for the irrigation treatments (T1 and T4).

3 RESULTS AND DISCUSSION

The results of the geophysical monitoring carried out over the irrigation season 2015 at the experimental site, are herein described in qualitative terms for the treatments T1 and T4 (Figure 2).

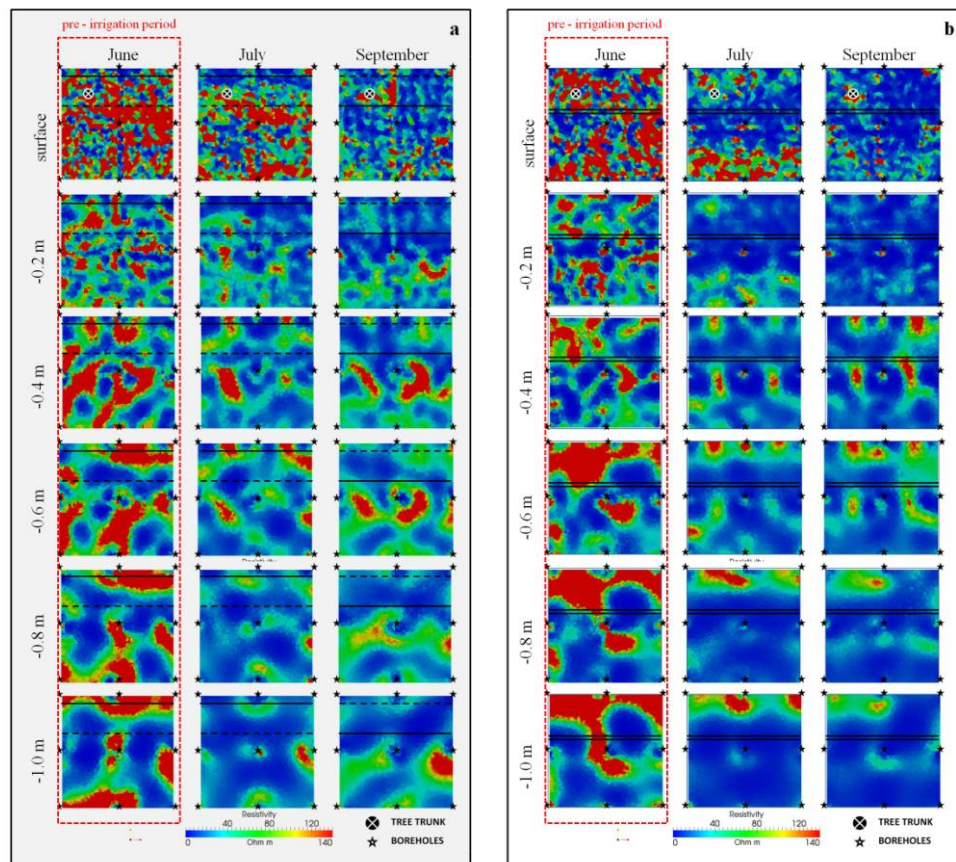


Figure 2. Absolute inversion of the background datasets collected during the ERT monitoring June-September 2015, a) at deficit irrigated test plot (PRD, T4); b) full irrigation test plot (T1). Imagery are sliced in function of the depth (from surface to -1.0 meters, every 0.2 meters). Resistivity values are expressed in Ohm m. Inversion error level was fixed at 16%. Active irrigation pipes are displayed with black solid lines.

The performance of the absolute model inversions (error level fixed at 10%) were evaluated in terms of number of iterations to achieve the solution, number of quadripoles considered in the inversions and final root mean square misfit. In general the solution was hard to solve. 2 dataset of June, 1 of July and 1 of September did not achieve the solution in 10 iterations. Moreover a great number of measures were rejected and then not taken into account in the inversion process, given the low resistance values and/or different polarity due to the electrode configuration adopted at the site. Another reason of the measures rejection could be the presence of soil cracks and gaps at the soil-root interface that are easily found around large structures and could also interrupt the flux of electrical current (Carminati *et al.*, 2009). Also the boreholes could interfere in the continuity between soil and electrodes. In order to obtain smoothed imagery the error of the inversion was increased to 16%. All datasets converged at this error level. Figure 2 illustrates the inverted images of the background collected during the irrigation season 2015 (June, July, September) at both test plots, i.e., a) PRD plot (T4) and b) full irrigated test plot (T1). Within the volume of investigated subsoil by the long term ERT monitoring, the resistivity images show significant differences in spatial and temporal terms. At both test plots, a decrease in resistivity values was observed from June to September 2015 in relation to the different degree of saturation of the soil due to the irrigation. Positive resistivity anomalies are reproduced during the investigated period at both test plots and at different depths. As no apparent soil texture differences characterize the two test plots, these variations might be attributed to the root distribution (Rossi *et al.*, 2011 and references inside). The resistivity changes could be related to the different answers of the active roots in function of irrigation period and irrigation type. In this survey, at the start of the irrigation

season (June 2015) greater resistivity anomalies were detected along the volume of investigated soil. At the mid and at the end of the irrigation season (July and September 2015) these resistivity anomalies in some cases migrated near the surface in proximity of the superficial emitters for both test plots. An example of time-lapse image for the quarter C4 is showed in Figure 3. It was obtained as the resistivity ratio between the resistance dataset collected at the end of the irrigation (2015, July 15th at 01:56 p.m.) and the background dataset acquired before the beginning of the irrigation the same day at 08:33 a.m.

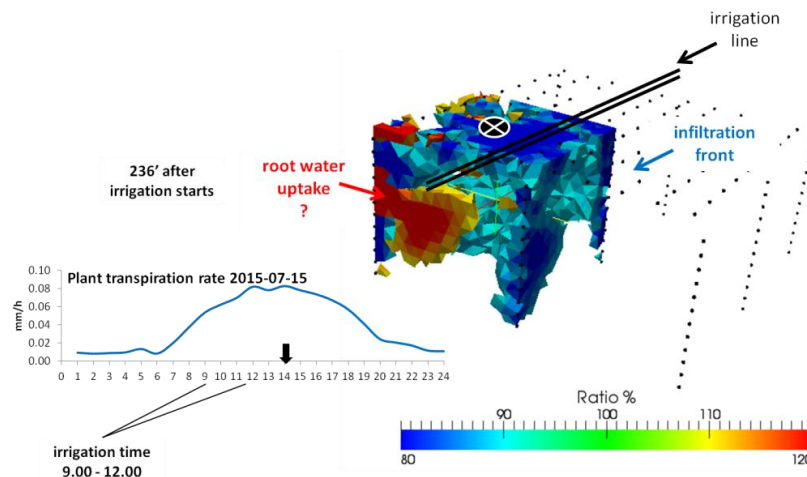


Figure 3. 3-D ERT image of resistivity change with respect to the background (initial condition) at a selected time instant (after irrigation ended). Tree transpiration rate (mm h^{-1}) and irrigation timing are displayed in the graph in function of time. Image refers to the full irrigated test plot (T1) on 15th July 2015.

The resistivity images may give useful information on the description of the sub-soil dynamics that occur in the root-zone of irrigated trees. However, the complexity and the heterogeneity of the system do not permit a clear explanation the processes related both to infiltration (irrigation) and RWU (tree transpiration), requiring integration between hydrological and geophysical modelling.

REFERENCES

- Allen, R.G., Pereira, L.S., Raes, D. & Smith, M. Crop evapotranspiration: guidelines for computing crop requirements. Irrigation and Drainage Paper No. 56. FAO, Rome, Italy, 1998.
- Binley, A., Ramirez, A. & Daily, W. Regularised image reconstruction of noisy electrical resistance tomography data. In: Beck, M.S., Hoyle, B.S., Morris, M.A., Waterfall, R.C., Williams, R.A. (Eds.), Process Tomography - 1995. Proceedings of the 4th Workshop of the European Concerted Action on Process Tomography, Bergen, 6–8 April 1995, pp. 401–410, 1995.
- Carminati, A., Vetterlein, D., Weller, U., Vogel, H. J. & Oswald, S. E. When roots lose contact, 2009 Vadose Zone J. 8 (2), 805-809.
- Cassiani, G., Boaga, J., Vanella, D., Perri, M.T. & Consoli, S. Monitoring and modelling of soil-plant root zone interaction: the joint use of ERT, sap flow and Eddy Covariance data to define the volume of an orange tree root zone. Hydrol. Earth Syst. Sci., 2015, 19, 2213-2225.
- Consoli S., Stagno F., Roccuzzo G., Cirelli G. & Intrigliolo F. Sustainable management of limited water resources in a young orange orchard. Agricultural Water Management, 2014, vol. 132, pp. 60-68.
- Koestel, J., Vanderborght, J., Javaux, M., Kemna, A., Binley, A., & Vereecken, H. Noninvasive 3-D Transport Characterization in a Sandy Soil Using ERT: Investigating the Validity of ERT-derived Transport Parameters, Vadose Zone J, 2009, p. 711-722.
- Green SR; Clothier B. & Jardine B. Theory and Practical Application of Heat Pulse to Measure Sap Flow. Agron. J., 2003, 95, 1371-1379.
- Michot, D., Benderitter, Y., Dorigny, A., Nicoulaud, B., King, D. & Tabbagh, A. Spatial and temporal monitoring of soil water content with an irrigated corn crop cover using surface electrical resistivity tomography. Water Resour. Res. 2003, 39 (5), 1138.
- Rossi, R. Amato, M., Bitella, G., Bochicchio, R., Ferreira Gomes, J., J., Lovelli, S., Martorella, E., Favale, P. Electrical resistivity tomography as a non-destructive method for mapping root biomass in an orchard. European Journal of Soil Science, 2011, 62 (2), 206–215.
- Swanson, R.H. and Whitfield, D.W. A numerical analysis of heat pulse velocity theory and practice. J. Exp. Bot., 1981, 32, 221-239.

ECOHYDROLOGICAL DYNAMICS IN ALPINE APPLE ORCHARDS

Daniele Penna^{1,2}, Damiano Zanotelli², Francesca Scandellari², Engel Michael², Massimo Tagliavini², Francesco Comiti²

(1) Dipartimento Gestione dei Sistemi Agrari, Alimentari e Forestali, Università di Firenze; (2) Facoltà di Scienze e Tecnologie, Libera Università di Bolzano

KEY POINTS

- The isotopic composition of river water, groundwater and irrigation water is different from that of soil water and sap.
- Apple trees take up a mixture of rainfall and irrigation water which undergoes partial evaporation in the first 40 cm of soil, and do not absorb water from groundwater.
- The topographic position of the two orchards significantly affects the wetness conditions and the isotopic composition of soil water.

1 INTRODUCTION

One of the most fascinating challenges in modern ecohydrology is to understand the functional interactions existing between water infiltration in the soil, vegetation transpiration, runoff generation and groundwater recharge. Of particular importance for our comprehension of the water cycle is testing the validity of the two current models of soil water allocation: i) a ‘commingled’ scenario that assumes that precipitation infiltrating the soil completely mixes with water held in the soil prior to the precipitation event, displaces it deeper into the soil profile and ultimately to the stream; and ii) a ‘diversified’ scenario that identifies one pool of tightly-bound soil water used by trees - seemingly not contributing to streamflow - and a second, mobile water pool originating groundwater recharge, hillslope runoff and streamflow that is not associated with the water taken up by trees (McDonnell, 2014; Bowen, 2015). In other words, it seems that for many vegetation systems worldwide an ecohydrological separation exists, whereby different subsurface compartmentalized pools of water supply either plant transpiration fluxes or the combined fluxes of groundwater and streamflow (Evaristo *et al.*, 2015).

Recently, a few studies have tested this segregation hypothesis in humid Mediterranean (Brooks *et al.*, 2010), pre-Alpine (Penna *et al.*, 2013), tropical montane (Goldsmith *et al.*, 2011) or high-latitude (Geris *et al.*, 2015) forested environments. A detailed conceptualization of the ecohydrological interactions between tree transpiration and the hydrological cycle is still missing in agricultural environments, and has relevant practical implication for water resources management and irrigation strategies. In this work, we take advantage of the tracing capability of the stable isotopes of water (²H and ¹⁸O) and electric conductivity to analyse the ecohydrological dynamics in two apple orchards located in the Italian Alps, aiming to: i) understand at which soil depth apple trees take up water; ii) assess whether apple trees take up water from shallow groundwater; and iii) identify differences in the isotopic composition of the water fluxes between the two fields.

2 STUDY AREA AND METHODS

The experimental activities were carried out in two orchards cultivated with apple trees (*Malus domestica*, cv. ‘Pinova’) in the Vinschgau/Venosta Valley, South Tyrol, Northern Italy. The site experiences quite low annual precipitation (480 mm/yr) and therefore irrigation, mainly obtained from a glacier melt and snowmelt-fed stream flowing from a lateral valley, is paramount to satisfy the water demand by trees. The two fields lie at the same elevation (860 m a.s.l), have approximately the same size (roughly 400 m²) and soil texture (silt loam) and are located in a flat area at different distance from the Etsch/Adige River (50 m vs. 450 m).

In addition to meteorological and discharge data, provided by the Autonomous Province of Bozen-Bolzano, soil moisture was continuously recorded at two depths (10 cm and 50 cm) in three locations for each field. Analogously, sap flow was continuously measured in two stem positions of three apple trees for each field. Groundwater levels were measured manually roughly every two weeks in two wells with shallow water table close to each field. We collected grab water samples for isotopic analysis approximately fortnightly, and analysed them through laser spectroscopy. Samples were taken from the river, groundwater in the two wells,

mobile soil water (through two suction cups installed at 25 cm and 50 cm in each field), precipitation in open area, throughfall at three locations for each field, and irrigation water from a pipe connected to the irrigation system. Sap was extracted in pre-dawn conditions from the leaves through a portable pressure bomb. Additionally, all soil water (mobile and tightly-bound soil water) was extracted through cryogenic vacuum distillation from samples taken every 10 cm from 60 cm-long soil cores taken at three locations for each field on one occasion in mid-summer. Ancillary measurements were electrical conductivity of all water sources except for sap.

3 RESULTS

3.1 Relation of all water sources with the meteoric line

The relationship between the two stable isotopes of all water samples gives several hints about the interrelations among soil, vegetation and atmosphere, showing two water pools with distinct isotopic signature (Fig.1): i) river water, groundwater and irrigation water samples have similar and relatively depleted values and are consistent with the local meteoric water line (LMWL), whereas ii) soil water and, especially, sap samples have more enriched values falling below the LMWL, clearly indicating isotopic fractionation due to evaporation processes. Throughfall samples span a wide isotopic range and lie on the LMWL revealing no or negligible evaporation signal and therefore a weak interception capability of the tree canopy. Throughfall samples are more depleted in heavy isotopes and closer to the irrigation samples in dry periods when important irrigation inputs are provided to the two orchards (Fig. 1). Conversely, throughfall samples are more enriched in during more rainy periods when irrigation inputs are limited or no irrigation at all is provided. Monthly integrated values of rainfall and mixed rainfall-irrigation fall on the LMWL as well. Samples from the shallower soils (both mobile and cryogenically-extracted) deviate more from the LMWL compared to samples at greater depths. Indeed, a closer graphical inspection of cryogenically-extracted soil water (not shown) indicates that the evaporation signal markedly decreases with increasing soil depth, as also clearly suggested by the strong negative correlation between the spatial average isotopic composition (average among the six different sampling sites at the same sampling depth) and soil depth ($R^2=0.998$, $p<0.001$ for $\delta^{18}\text{O}$). Analogously, the spatial average deuterium excess ($\text{DE} = \delta^2\text{H} - 8\delta^{18}\text{O}$ (Dansgaard, 1964)) is positively strongly correlated with the soil sampling depth ($R^2=0.998$, $p<0.001$). These results indicate that in the shallower soil layers (down to 30 or 40 cm), higher evaporation fluxes in summer (that correspond to high sap flow rates) determine lower DE and more enriched isotopic composition of soil water, and noticeably deviation from the LMWL (Fig. 3). The isotopic composition of sap is inconsistent with that of groundwater but reflects well the isotopic composition of soil water in the first 40 cm (Fig. 1). Water table varies between 40 cm and 140 cm from the soil surface making groundwater not easily intercepted by tree roots, consistently with the small root apparatus of the apple trees grafted on M9 rootstocks. All these observations are consistent with the ecohydrological segregation hypothesis (McDonnell, 2014; Bowen, 2015; Evaristo *et al.*, 2015) and suggest that part of the irrigation water and rainfall infiltrates in the deeper soils and likely percolates down to groundwater, whereas a mixture of irrigation and rainfall in the first 40 cm of soil undergoes evaporation and is absorbed by apple trees.

3.2 Differences in wetness conditions and the isotopic composition between the two sites

Results also reveal significant spatial differences in soil moisture and the isotopic composition of soil water between the two fields. The orchard on the right side of the valley, closer to the river, shows consistently higher groundwater levels (approximately, 40-60 cm from the soil surface vs. 120-140 cm) and soil moisture both at 10 cm and 50 cm depth compared to the orchard on the left side of the valley. This preliminarily suggests that the rivers feeds the shallow groundwater at the valley bottom. However, the overall isotopic composition as well as the electrical conductivity of the two wells differ from the those featured by the river. On the one hand this indicates a spatial variability of the hydrochemical composition of groundwater; on the other hand, these data appear to be in contrast with the hydrometric information that suggest a coupling between the Adige River and groundwater. More data, including long time series of water table levels, are necessary in order to obtain more detailed information on the interaction between river and shallow groundwater.

In addition to higher water table levels and wetter conditions, the orchard on the right side of the valley is characterized by cryogenically-extracted soil water that shows more depleted isotopic values and higher DE

values than the field on the left side of the valley (t-test with $p < 0.001$). This indicates weaker fractionation processes due to evaporation in the orchard on the right side with respect to the orchard on the left side of the valley. The same behaviour is found for the mobile soil water extracted from lysimeters but only at 25 cm depth (t-test $p < 0.001$). At greater depths (50 cm) mobile water has the same isotopic composition in the two fields (t-test with $p > 0.05$) and opposite DE values. Interestingly, this difference is reflected by sap isotopic composition in summer, which is more depleted in trees growing in the field on the right side than in the field on the left side of the valley. We relate this evaporation behaviour to the effect of the different solar radiation that marks the two orchards, due to the shading effect played by North-facing steep slopes on the orchard laying on the right side of the valley.

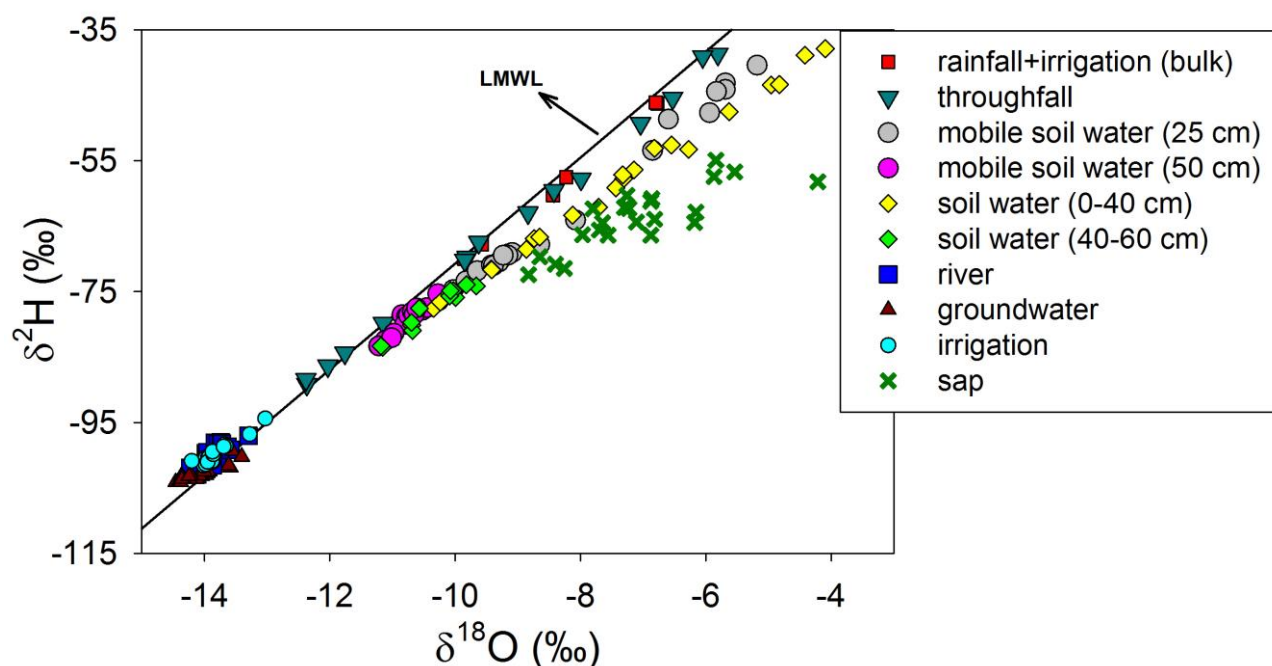


Figure 1. Dual isotope plot reporting the local meteoric water line (LMWL from Penna et al., 2014) and samples taken from all water sources. Mobile soil water is the water extracted from suction cups. Soil water is all water extracted from soil cores through cryogenic vacuum distillation.

4 CONCLUSIONS AND FUTURE RESEARCH

Preliminary results in two apple orchards in the Vinschgau Valley, South Tyrol, reveal complex ecohydrological dynamics and seem to support the segregation hypothesis of the two soil water allocation models, even in agricultural environments. Trees appear to take up water from soil down to 40 cm and not to intercept and absorb shallow groundwater. Moreover, significant differences in the isotopic composition of soil water, groundwater levels and soil moisture exist between the two study orchards, related to their topographic position in the valley. The ecohydrological monitoring will continue in spring and summer 2016, along with field sampling campaigns at high temporal resolution and specific tracer experiments in order to distinguish and quantify the role of rainfall versus irrigation water for apple tree water uptake.

REFERENCES

- Bowen G., 2015: Hydrology: The diversified economics of soil water. *Nature*, 525 (7567), 43-44.
 Brooks R., Barnard R., Coulombe R., McDonnell J. J., 2010. Ecohydrologic separation of water between trees and streams in a Mediterranean climate. *Nat. Geosc.* 2010, 3:100–104.
 Dansgaard, W., 1964. Stable isotopes in precipitation. *Tellus* 16, 436–468
 Evaristo, J., Jasechko, S., McDonnell, J.J., 2015. Global separation of plant transpiration from groundwater and streamflow. *Nature* 525, 91–94.

- Geris, J., Tetzlaff, D., McDonnell, J., Anderson, J., Paton, G., and Soulsby, C. (2015) Ecohydrological separation in wet, low energy northern environments? A preliminary assessment using different soil water extraction techniques. *Hydrol. Process.*, 29:5139-5152.
- Goldsmith G.R., Muñoz-Villers L.E., Holwerda F., McDonnell J. J., Asbjornsen H., Dawson T. E., 2012. Stable isotopes reveal linkages among ecohydrological processes in a seasonally dry tropical montane cloud forest. *Ecohydrol.* 2011, 5:779–790.
- McDonnell J. J., 2014. The two water worlds hypothesis: ecohydrological separation of water between streams and trees? *WIREs Water* 2014.
- Penna, D., Engel, M., Mao, L., Dell’Agnese, A., Bertoldi, G., Comiti, F., 2014. Tracer-based analysis of spatial and temporal variations of water sources in a glacierized catchment. *Hydrology and Earth System Sciences* 18, 5271–5288.
- Penna D., Oliviero O., Assendelft R., Zuecco G., van Meerveld H. J., Anfodillo T., Carraro V., Borga M., Dalla Fontana G., 2013. Tracing the water sources of trees and streams: isotopic analysis in a small pre-alpine catchment. *Proc. Env. Sci.*, 19, 106 - 112.

STIMA DELLA TRASPIRAZIONE DELL'OLEA SYLVESTRIS IN UN TIPICO ECOSISTEMA MEDITERRANEO IN CONDIZIONI IDRICHE LIMITANTI

Matteo Curreli¹, Nicola Montaldo¹ & Ram Oren²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettura, Università degli studi di Cagliari; (2) Nicholas School of the Environment, Duke University.

ASPETTI CHIAVE:

- L'uso di moderne tecniche, quali le misure micrometeorologiche e quelle di flusso linfatico, rendono oggi possibile la stima della traspirazione in ecosistemi eterogenei quali quelli mediterranei.
- La posizione e l'esposizione degli alberi all'interno della macchia hanno notevole influenza sulla traspirazione.
- Le misure di traspirazione con sensori di flusso linfatico confermano l'attendibilità delle stime con la tecnica eddy covariance.

1 INTRODUZIONE.

Nelle regioni semiaride l'evapotraspirazione (ET) è il termine chiave del bilancio idrico del suolo con valori annuali simili a quelli della precipitazione (Reynolds *et al.*, 2000; Baldocchi *et al.*, 2004). Gli ecosistemi mediterranei sono comunemente eterogenei con contrastanti specie arbustive ed erbacee che competono per l'uso della risorsa idrica (Scholes and Archer, 1997; Montaldo *et al.*, 2008). In tal senso la quantificazione della traspirazione delle specie arbustive rispetto alla ET diviene un primario obiettivo per la corretta quantificazione del bilancio idrico in tali climi mediterranei in condizioni idriche limitanti. La quantificazione della traspirazione è resa complicata sia dalla distribuzione eterogenea della vegetazione sia dall'impossibilità di effettuare misure delle varie componenti ad una stessa scala comune.

L'uso delle misure micrometeorologiche basate sulla tecnica eddy covariance (Baldocchi, 2003) in tali ecosistemi eterogenei presenta incertezze legate innanzitutto alla mancanza di una ipotesi di base del metodo, l'uniformità della copertura del suolo, soprattutto in condizioni idriche secche in cui l'eterogeneità dell'ecosistema diviene massima. In tal senso l'uso combinato di misure di flusso linfatico degli arbusti (Oren *et al.*, 1999) costituisce una opportunità per verificare le misure con tecnica eddy-covariance ed eseguire robuste stime della evapotraspirazione in tali climi. Il caso di studio è un ecosistema eterogeneo mediterraneo in Sardegna, ad Orroli, dove dal 2003 è installata una stazione di misura eddy covariance (Detto *et al.*, 2006; Montaldo *et al.*, 2013), caratterizzato dalla presenza predominante di ulivi selvatici (*olea sylvestris*).

2 MATERIALI E METODI.

2.1 Sito Sperimentale.

Il sito sperimentale è localizzato nella Sardegna centro-meridionale (39°41'12.57''N, 9°16'30.34''E) nel territorio di Orroli (CA), all'interno del bacino del Flumendosa. Il sito si estende su di un altopiano basaltico alla quota di 500 m s.l.m. su un'area di circa 1.5 km², con un pendenza di circa il 3%. Il suolo è di tipo limo-argilloso con una densità di 1.38 g cm⁻³, una porosità del 53% ed una profondità compresa tra 10 e 30 cm. Il paesaggio è un esempio tipico di ecosistema mediterraneo a macchia naturale, caratterizzato da una forte eterogeneità della vegetazione che comprende principalmente ulivi selvatici (*Olea sylvestris*), raggruppati in macchie e dell'altezza approssimativa di 6-7 m, e da diverse specie erbacee (Detto *et al.*, 2006; Montaldo *et al.*, 2008).

2.2 Misure micrometeorologiche.

La tecnica dell'eddy covariance è basata sulla stima del flusso di calore latente e di calore sensibile tramite misure micrometeorologiche delle fluttuazioni della velocità del vento tridimensionali dovute ai moti turbolenti all'interno della massa d'aria e sulla misura della concentrazione di H₂O e della temperatura dell'aria (Baldocchi, 2003). Una stazione micrometeorologica è già installata dal 2003 (Figura 1a), inclusi 7

sensori per la misura dell'umidità del suolo, 3 sensori per la temperatura superficiale, radiometro e ceptometro della Accupar per la misura dell'indice areale fogliare (Detto *et al.*, 2006; Montaldo *et al.*, 2008).

2.3 Misure di flusso linfatico.

Le misure di flusso linfatico sono basate sulla valutazione quantitativa del trasporto convettivo del calore all'interno dello xilema dell'arbusto. I sensori per la determinazione della densità di flusso linfatico sono generalmente costituiti da due aghi, uno superiore riscaldato e uno inferiore alla temperatura di riferimento (Figura 1b) come descritto da Granier (1985, 1987). Il flusso linfatico è calcolato dalla differenza di temperatura tra i due aghi.

L'equazione che permette di determinare la densità di flusso linfatico J_s è stata proposta da Granier (1987):

$$J_s = 119 \left(\frac{\Delta T_n}{\Delta T} - 1 \right)^{1.231} \quad (3)$$

dove ΔT_n è la massima differenza di temperatura tra i due aghi misurata nelle ore notturne e ΔT è la differenza di temperatura attuale. Il flusso linfatico E_c per unità di superficie di vegetazione si ottiene dal prodotto della densità di flusso linfatico J_s per il rapporto tra l'area attiva dello xilema e la superficie orizzontale della chioma (Oren *et al.*, 1998).

La comparazione tra la ET stimata con la tecnica dell'eddy covariance e la traspirazione stimata utilizzando le misure di flusso linfatico è resa complicata dalla differente scala in cui esse vengono misurate. È necessario per questo motivo scalare opportunamente la traspirazione alla scala di campo. L'operazione è resa complicata dall'eterogeneità della vegetazione che si presenta distribuita a macchie di vegetazione arborea intervallata da copertura erbacea e suolo nudo. Il calcolo della frazione di vegetazione sull'area associata alle misure eddy covariance è stato effettuato utilizzando un modello per la stima del footprint della stazione micrometeorologica di Detto *et al.* (2006). La frazione di copertura vegetale è dipendente dalle caratteristiche del flusso turbolento e della tipologia di copertura del suolo. Una volta definita la frazione di vegetazione arborea è possibile determinare la traspirazione a scala di campo come prodotto tra la traspirazione e la frazione di copertura vegetale. Nel sito sono stati installati 33 sensori di flusso linfatico opportunamente localizzati all'interno del footprint della stazione micrometeorologica.

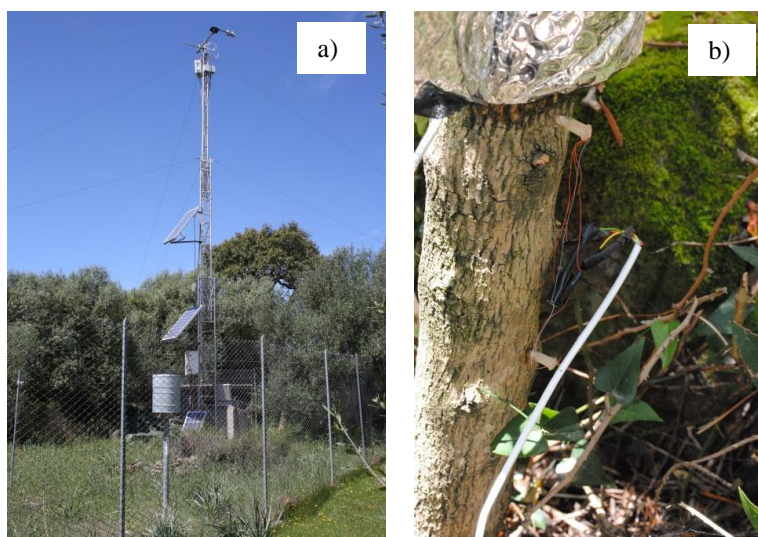


Figura 1. a) stazione micrometeorologica per la stima della ET tramite la tecnica eddy covariance; b) sensori di flusso linfatico

3 RISULTATI E DISCUSSIONE.

Le misure dei 33 sensori di flusso linfatico permettono di analizzare la variabilità spaziale della traspirazione in termini di posizione della pianta all'interno della macchia, della esposizione della stessa e della profondità del suolo.

3.1 Effetto della posizione.

Una prima analisi ha riguardato l'effetto della posizione dell'albero all'interno del gruppo componente ogni singola macchia. I risultati hanno mostrato una evidente influenza della posizione. In particolare le piante che si trovano all'esterno della macchia generano un flusso linfatico maggiore rispetto alla traspirazione delle piante all'interno della stessa (Fig. 2a). Risultato che viene confermato dall'analisi della risposta della conduttanza della chioma alla radiazione. La conduttanza, per valori del deficit di pressione di vapore costanti, aumenta all'aumentare della radiazione fotosintetica attiva con un conseguente aumento della traspirazione. Tale aumento risulta più accentuato per gli alberi esterni alla macchia rispetto a quelli interni.

3.2 Effetto dell'esposizione.

Un ulteriore aspetto preso in considerazione e analizzato è quello legato alla variazione di J_s rispetto all'esposizione dell'apparato fogliare delle piante monitorate. Le piante sono state classificate in funzione dell'esposizione della chioma (Nord, Ovest, Sud, Est). Emerge una correlazione tra orientamento dell'apparato fogliare e il valore della densità di flusso linfatico. Il valor medio giornaliero relativo ai sensori delle piante le cui chiome sono rivolte a sud presenta valori nettamente superiori rispetto a quelli nelle altre tre direzioni (Ovest, Nord, Est). In particolare le piante orientate a Nord hanno valori di densità di flusso linfatico inferiori rispetto a tutte le altre mentre le piante orientate a Est e a Ovest non mostrano differenze sostanziali tra loro e hanno un valore intermedio tra quello minimo (Nord) e quello massimo (Sud). In Fig. 2b è riportato il confronto tra esposizione Nord e Sud.

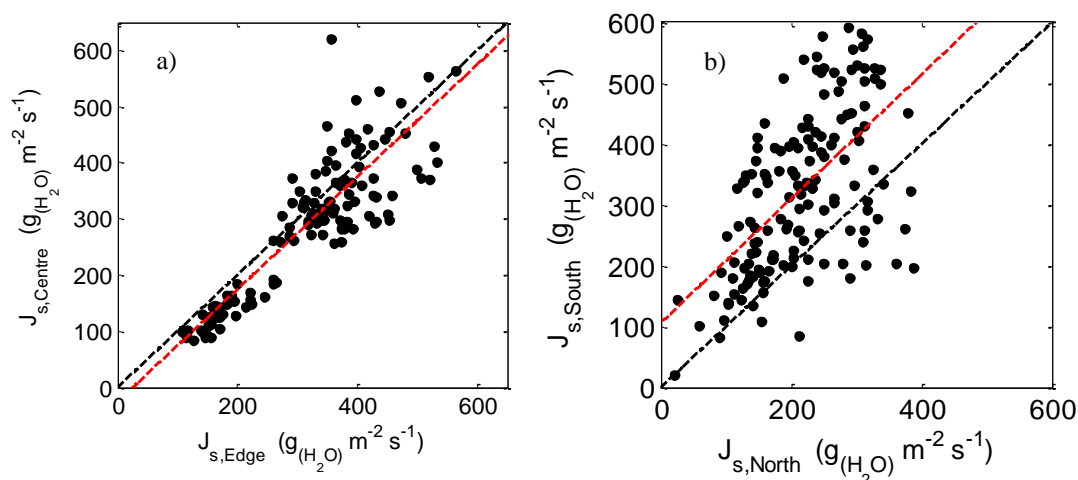


Figura 2. a) effetto della posizione sulla densità di flusso linfatico: le piante situate all'interno della macchia (Centre) hanno valori di densità inferiori a quelle posizionate all'esterno (Edge); b) effetto dell'esposizione della chioma sulla densità di flusso linfatico: il le piante esposte a Sud hanno un flusso J_s superiore alle piante esposte a Nord.

3.3 Effetto della profondità del suolo.

Si è voluto a questo punto prendere in considerazione un altro aspetto, la variazione del flusso linfatico legata alla variazione della profondità del suolo. Il valore di J_s è stato estrapolato da una più ampia analisi attraverso cui, mediante numerosi sondaggi puntuali, si è ottenuta una mappa della profondità del suolo relativa all'area circostante la stazione entro la quale le piante monitorate sono incluse. Questo dato è stato messo in relazione con il valore medio di densità di flusso linfatico. I risultati hanno mostrato una sostanziale indipendenza del valore di densità di flusso linfatico dalla profondità del suolo, viste le limitate profondità, comprese tra i 10 ed 30 cm.

3.4 Confronto delle tecniche di misura.

Il confronto tra le due tecniche mette in evidenza come durante la stagione secca le misure coincidano, in quanto si verificano le condizioni di: assenza di precipitazione, basso contenuto di umidità del suolo e assenza di copertura erbacea per cui la sola componente dell'*ET* è quella della traspirazione delle piante di olivo selvatico (Figura 3a). Nella stagione umida, per contro, i valori di *ET* stimati con l'eddy covariance risultano notevolmente superiori a quelli della traspirazione dell'olivo, in quanto entrano in gioco le componenti di evaporazione da suolo nudo e traspirazione della copertura erbacea (Figura 3b).

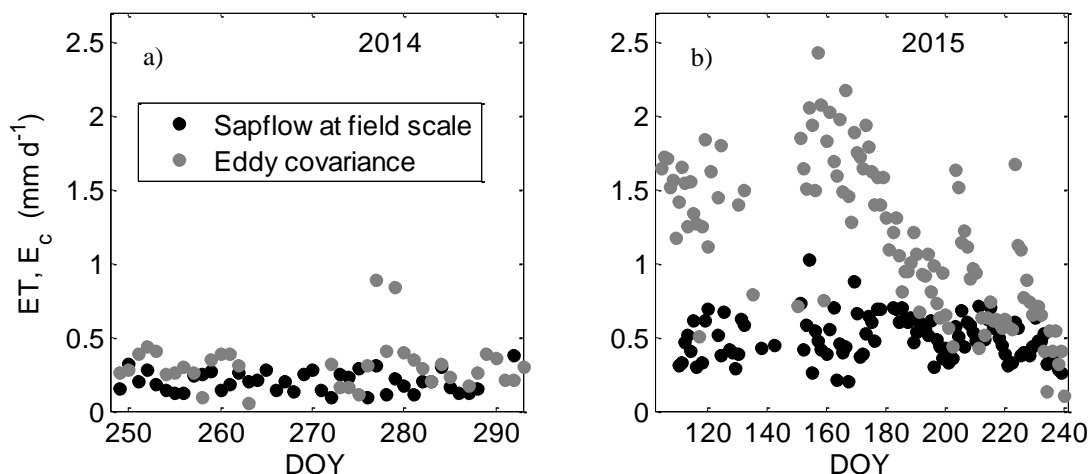


Figura 3. Serie temporale delle misure di *ET* effettuate con la tecnica eddy covariance (grigio) e le misure di flusso linfatico (sapflow) a scala di campo (nero) nel periodo estivo del 2014 a) e nel periodo primaverile del 2015 b).

4. CONCLUSIONI

Il confronto tra le tecniche eddy covariance e di flusso linfatico nel periodo estivo mostra una buona corrispondenza dei valori misurati con le due tecniche. Si può concludere quindi che il metodo di misura basato sulla tecnica della eddy covariance anche in condizioni di forte eterogeneità della copertura vegetale, risulta affidabile nella stima dell'evapotraspirazione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Baldocchi, D. D. Assessing the eddy covariance technique for evaluating carbon dioxide exchange rates of ecosystems : past , present and future, *Global Change Biology*, 2003, 9, 479–492.
- Baldocchi, D. D., Xu, L. & Kiang, N. How plant functional-type, weather, seasonal drought, and soil physical properties alter water and energy fluxes of an oak–grass savanna and an annual grassland, *Agriculture and Forest Meteorology*, 2004, 123(1-2), 13–39.
- Detto, M., Montaldo, N., Albertson, J. D., Mancini, M. & Katul, G. Soil moisture and vegetation controls on evapotranspiration in a heterogeneous Mediterranean ecosystem on Sardinia, Italy, *Water Resources Research*, 2006, 42(8), n/a–n/a.
- Granier, A. Une nouvelle méthode pour la mesure du flux seve brute dans le tronc des arbres, *Annales des Sciences Forestieres*, 1985, 42, 193–200.
- Granier, A. Evaluation of transpiration in a Douglas-fir stand by means of sap flow measurements, *Tree Physiology*, 1987, 320, 309–320.
- Montaldo, N., Albertson, J. D. & Mancini, M. Vegetation dynamics and soil water balance in a water-limited Mediterranean ecosystem on Sardinia, Italy, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2008, 12(6), 1257–1271.
- Montaldo, N., Corona, R. & Albertson, J. D. On the separate effects of soil and land cover on Mediterranean ecohydrology : Two contrasting case studies in Sardinia, Italy, *Water Resources Research*, 2013, 1123–1136.
- Oren, R., Phillips, N., Katul, G. G., Ewers, B. E. & Pataki, D. E. Scaling sap flux and soil water balance and calculating variance: a method for partitioning flux in forest, *Annales des Sciences Forestieres*, 1998, 55, 191–216.
- Oren, R., Phillips, N., Ewers, B. E., Pataki, D. E. & Megonigal, J. P. Sap-flux-scaled transpiration responses to light, vapor pressure deficit, and leaf area reduction in a flooded *Taxodium distichum* forest, *Tree Physiology*, 1999, 19(6), 337–347.
- Reynolds, J. F., Kemp, P. R. and Tenhunen, J. D.: Effects of long-term rainfall variability on evapotranspiration and soil water distribution in the Chihuahuan Desert : A modeling analysis, *Plant Ecology*, 2000, 150, 145–159.
- Scholes, R. J. and Archer, S. R.: Tree-Grass Interactions in Savannas, *Annual Review of Ecology and Systematics*, 1997, 28, 517–544.

STIMA DELL'UMIDITÀ DEL SUOLO DA RADAR IN UN TIPICO BACINO MEDITERRANEO

Laura Fois¹, Nicola Montaldo¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale ed architettura, Università di Cagliari, Italy

ASPETTI CHIAVE:

- *Stima dell'umidità del suolo da immagini radar, sensore ASAR, ad elevata risoluzione spaziale in un bacino sardo, il bacino del Mulargia, area di circa 65 km².*
- *Validazione delle stime da satellite tramite campagne sperimentali in campo con misure dirette di umidità del suolo diffuse su tutto il bacino.*
- *Risultati promettenti sulle potenzialità del sensore ASAR per la stima dell'umidità del suolo per un bacino con accidentata topografia come quello sardo.*

1 INTRODUZIONE

L'umidità del suolo ha un ruolo chiave nei processi di interazione tra suolo, vegetazione ed atmosfera (Western et al., 2002; Albertson e Montaldo, 2003) e conseguentemente nel bilancio idrico del suolo. A causa della non linearità dei processi coinvolti diviene fondamentale la conoscenza della variabilità spaziale e temporale dell'umidità del suolo. In tal senso le nuove tecnologie di monitoraggio legate all'uso delle informazioni dei sensori remoti alla banda delle microonde consentono oggi il monitoraggio dell'umidità del suolo su ampi spazi, alla scala del bacino idrografico. Il monitoraggio dei tipici bacini mediterranei caratterizzati però da elevata variabilità topografica e da estrema eterogeneità fisiografica necessita dell'utilizzo di sensori remoti alla banda delle microonde attivi (radar), caratterizzati da elevata risoluzione spaziale (Altese et al., 1996; Holah et al., 2005) rispetto a quelli passivi (Jackson, 1997; Entekhabi et al., 2004).

L'ASAR (Advanced Synthetic Aperture Radar) operante in banda C della Agenzia Spaziale Europea, caratterizzato da elevata risoluzione spaziale (12.5 m), costituisce un promettente e potenziale strumento di monitoraggio dell'umidità spaziale su larghe aree spaziali. Per il caso di studio del bacino del Mulargia, localizzato nella Sardegna centrale, si è verificata l'attendibilità di tale radar, confrontando le stime di umidità del suolo da radar con quelle ottenute tramite una estesa campagna sperimentale su campo, realizzata in contemporanea con il passaggio del radar sul sito oggetto di studio.

2 CASO DI STUDIO

Oggetto di studio è il bacino del Mulargia, sottobacino del Flumendosa, un'area di circa 65 km². Il bacino del Flumendosa è un importante bacino del sistema idrico della Sardegna, in quanto vi sono localizzate dighe che sottendono importanti invasi, grazie ai quali è possibile soddisfare le esigenze idriche di gran parte del sud dell'isola, oltre che del capoluogo regionale Cagliari.

Il clima è tipico mediterraneo, piovoso nelle stagioni invernali e molto arido nelle stagioni estive; la vegetazione è stata in parte modificata dall'attività umana e perciò intere aree costituite dagli arbusti di macchia mediterranea sono ora zone di suolo nudo principalmente adibite a pascolo. Le aree urbanizzate sono modeste e costituite da tre piccoli paesi che circondano l'area. L'andamento orografico è alquanto tormentato e sono spesso presenti microrilievi rocciosi. È disponibile una importante base di dati idrologici storici (dal 1922) oltre che le informazioni digitali di dettaglio della orografia e delle proprietà fisiografiche del bacino idrografico.

3 METODOLOGIA

Le riprese dal sensore ASAR sono state programmate per un totale di 24 giorni, da marzo 2003 a luglio 2004 e contemporaneamente negli stessi giorni sono state effettuate misurazioni a terra dell'umidità del

suolo in modo da validare i dati satellitari.

3.1 Misure in campo

Nella parte settentrionale del bacino, laddove l'orografia del terreno si prestava bene all'utilizzo del sensore radar, sono state definite otto aree di 90 m x 80 m ciascuna suddivisa in una maglia di dodici punti su cui si sono effettuate misure puntuali di umidità del suolo sia con metodi diretti che indiretti.

Il metodo diretto è quello gravimetrico, quindi sono stati prelevati dei campioni di terreno successivamente analizzati in laboratorio per ricavare il quantitativo volumetrico di umidità nel suolo.

Il metodo indiretto è quello basato sulla riflettometria nel dominio del tempo, TDR (Time Domain Reflectometer), che sfrutta la propagazione delle onde elettromagnetiche lungo una linea di trasmissione per misurare le proprietà dielettriche dei corpi che attraversa. Nel momento in cui l'onda nel suo percorso incontra una interruzione come la variazione di impedenza tra due mezzi, subisce una riflessione. La misura della variazione di velocità nella propagazione dell'onda elettromagnetica dipendente dalla permittività del mezzo è funzione della quantità d'acqua presente nel terreno.

La relazione tra la costante dielettrica ϵ e l'umidità del suolo θ utilizzata è quella di Topp et al. (1980):

$$\theta = (-530 + 292\epsilon - 5.5\epsilon^2 + 0.043\epsilon^3) \cdot 10^{-4} \quad (1)$$

Sono state eseguite inoltre misurazioni dei due parametri di rugosità caratterizzanti il suolo, la deviazione standard delle altezze σ e la lunghezza di autocorrelazione L , attraverso analisi grafiche di fotografie in situ durante le campagne di misura dell'umidità del suolo.

3.2 Misure da sensore remoto ASAR

Il radar ad apertura sintetica ASAR (Fig. 1) a bordo di Envisat, satellite dell'Agenzia Spaziale Europea (ESA), riprende nelle frequenze delle microonde in banda C (5.33 GHz) rivisitando uno stesso punto sulla terra ogni 35 giorni. La risoluzione spaziale è di 12.5 m e l'angolo di incidenza varia dai 15° ai 45°. Il grande vantaggio delle riprese con tali lunghezze d'onda è quello di non essere influenzate dall'illuminazione solare e dalla copertura nuvolosa come invece accade per i sensori ottici (es. ASTER e Quickbird). Di contro l'illuminazione "look-side" del radar genera grossi problemi di georeferenziazione delle immagini.

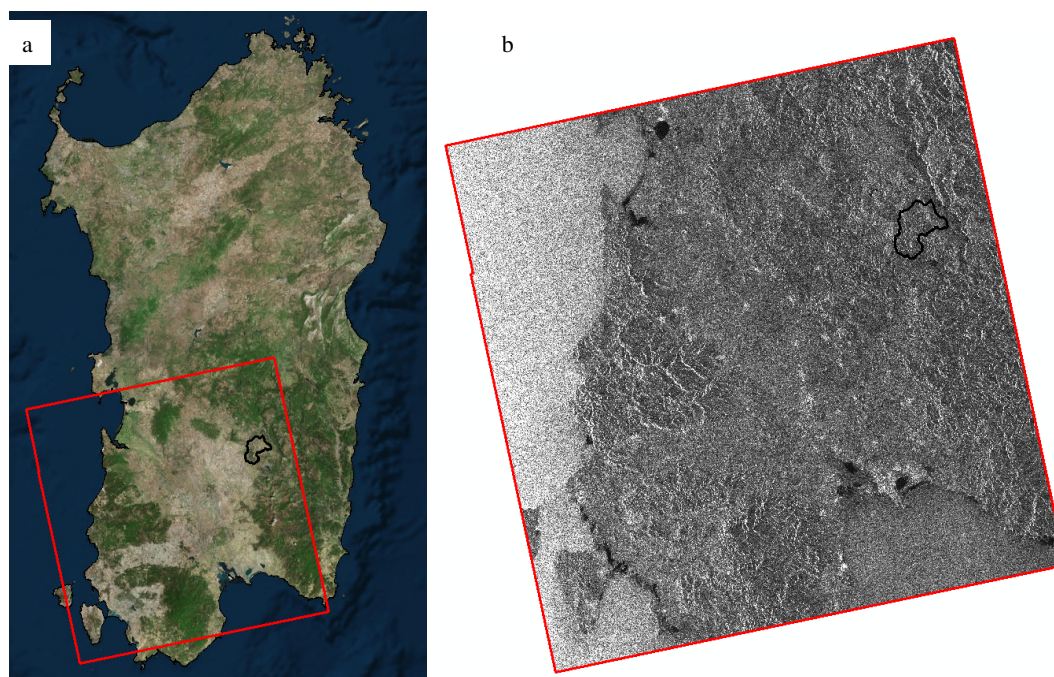


Figura 1. Immagine ASAR 01/09/2003: nel pannello (a) è riportato l'inquadramento dell'immagine in Sardegna ed in nero l'area del bacino del Mulargia, il pannello (b) illustra la banda in polarizzazione VV dell'immagine ASAR.

La relazione esistente tra il coefficiente di backscattering e le proprietà caratterizzanti la superficie può essere descritta secondo due strade: l'approccio empirico richiede una grossa quantità di dati sperimentali tali da poter derivare delle leggi statistiche che abbiano validità generale (Baghdadi et al., 2004) oppure quello fisicamente basato che parte dalla teoria della propagazione di un campo elettromagnetico e dal comportamento dielettrico di un corpo per giungere alla definizione di un modello fisico. Si è scelto l'approccio fisicamente basato utilizzando l'inversione del modello teorico empirico sviluppato da Fung et al. (1992).

Le immagini sono state acquisite in due modalità: "Image Mode" a singola polarizzazione e le "Alternating Polarization" a doppia polarizzazione. Per le prime, si sono dovute stimare empiricamente le caratteristiche di rugosità del suolo in modo da stimare la costante dielettrica attraverso l'inversione del Integral Equation Model (IEM) di Fung et al. (1992), e da questa si è mappata l'umidità del suolo. Per le seconde, sfruttando la doppia polarizzazione e le misure di umidità del suolo a terra, si sono ricavati i parametri σ ed L del terreno risolvendo il sistema:

$$\begin{cases} \sigma_{VV}^0 = \sigma^0(\dots, \epsilon, \sigma, L) \\ \sigma_{HH}^0 = \sigma^0(\dots, \epsilon, \sigma, L) \end{cases} \quad (2)$$

In cui σ_{VV}^0 e σ_{HH}^0 sono i coefficienti di backscattering, che rappresentano, nel caso di radar monostatico, la quota di segnale retrodiffuso dal terreno e quindi ricevuto dal radar in polarizzazione verticale (V) e orizzontale (H) rispettivamente, rispetto a quello trasmesso dal sensore stesso in polarizzazione V ed H rispettivamente. Il coefficiente di backscattering è funzione di ϵ , σ e L . Calibrati e validati i parametri del modello si è poi eseguita la stima della mappa di umidità del suolo (Fig. 2).

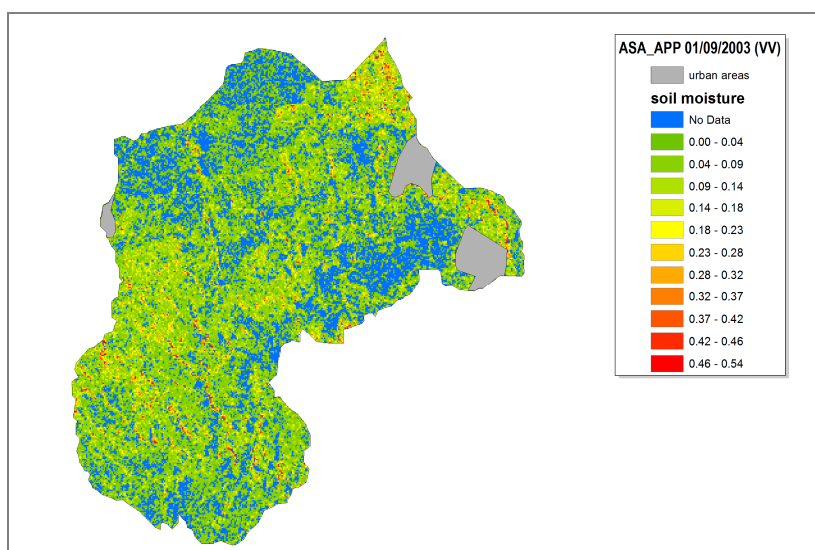


Figura 2. Mappa dell'umidità del suolo stimata dall'immagine ASAR del 01/09/2003. In blu sono rappresentati i valori che l'inversione del Integral Equation Model di Fung non è stato in grado di stimare.

4 RISULTATI

Per quanto concerne i dati misurati a terra in generale si è osservata un eterogeneità dei valori di umidità dei suoli nei diversi campi. In particolare si nota una diminuzione della deviazione standard dell'umidità del suolo passando da periodi umidi a periodi secchi.

Le stime puntuali da radar hanno una buona correlazione con i dati gravimetrici e quelli TDR dimostrando l'attendibilità delle misure (Fig. 3).

Le osservazioni satellitari mostrano invece una bassa correlazione con le misurazioni TDR.

Estendendo a tutto il bacino il valor medio dei parametri di rugosità misurati nei campi è stato possibile ottenere le mappe di umidità del suolo nelle quali si osservano zone in cui il modello non è riuscito ad invertire il segnale. Queste aree sono caratterizzate da elevate pendenze e da piccoli boschi di querce da sughero (Fig. 2).

In conclusione si sono osservate grandi potenzialità nelle stime di umidità del suolo da sensore radar ASAR. E tale risorsa può essere utilizzata congiuntamente ai modelli ecoidrologici per una razionale gestione della risorsa idrica.

Ulteriori verifiche andranno effettuate in merito all'angolo di incidenza del radar, alla rugosità dei terreni e all'uso del suolo.

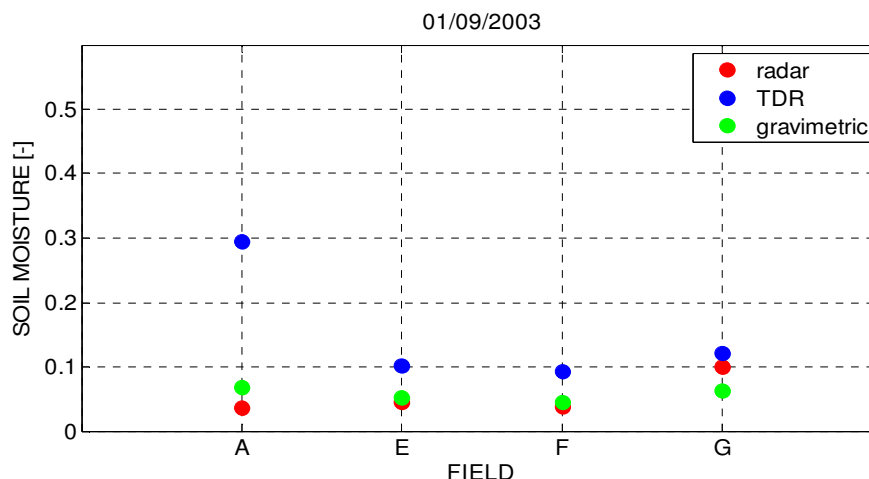


Figura 3. Confronto tra i valori medi dell'umidità del suolo stimata nei campi A, E, F e G. In rosso sono i valori stimati dall'immagine ASAR del 01/09/2003, in blu quelli derivati da misure TDR e in verde i valori di umidità ricavati col metodo gravimetrico.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Albertson, J.D. & Montaldo, N., Temporal Dynamics of Soil Moisture Variability: 1 Teoretical Basis, 2003, 39(10).
- Altense, E., Bolognani, O., Mancini, M., and Troch, P. A. Retrieving soil moisture over bare soil from ERS 1 synthetic aperture radar data: Sensitivity analysis based on a theoretical surface scattering model and field data, *Water Resources Research*, 1996, 32, 653–661.
- Entekhabi D. and Coauthors, The hydrosphere state (Hydros) satellite mission: An earth system pathfinder for global mapping of soil moisture and land freeze/thaw, *IEEE Trans. Geosci. Remote Sens.*, 2004, 42, 2184–2195.
- Fung A.K., Li Z. & Chen K.S. Backscattering from a Randomly Rough Dielectric Surface, *IEEE Trans. On Geosci. and Remote Sensing*, 1992, 30, 365–369.
- Holah, N., Baghdadi, N., Zribi, M., Bruand, A., and King, C., Potential of ASAR/ENVISAT for the characterization of soil surface parameters over bare agricultural fields, *Remote Sensing of Environment*, 2005, 96, 78–86.
- Jackson, T. J., Soil moisture estimation using Special Satellite Microwave/Imager satellite data over a grassland region, *Water Resources Research*, 1997, 33, 1475–1484.
- Topp G.C., Davis J.L. & Annan A.P. Electromagnetic Determination of soil water content: measurements in coaxial transmission lines, 1980, *Water Resources Research*, 16(3), 574–582.
- Ulaby F.T., Moore R.K. & Fung A.K., *Microwave Remote Sensing*, vol.III, From Theory to Application, Artech House, 1986.
- Western A. W., R. B. Grayson, and G. Blosch Scaling of Soil Moisture: A Hydrologic Perspective, *Annu. Rev. Earth Planet. Sci.*, 2002, 30, 149–180.

VERSO UNA GESTIONE IRRIGUA AUTOMATIZZATA NELLE AREE COLTIVATE A RISO

Daniele Masseroni¹, Enrico Antonio Chiaradia¹, Sandra Cesari de Maria¹, Alice Mayer¹, Michele Rienzner¹, Claudio Gandolfi¹ & Arianna Facchi¹

(1) Dipartimento di Scienze Agrarie ed Ambientali (DiSAA), Università degli Studi di Milano, Via Celoria 2, 20133 Milano. Autore di corrispondenza: daniele.masseroni@unimi.it

ASPETTI CHIAVE

- L'Italia è il maggior produttore di riso d'Europa; alla coltivazione del riso con tecniche irrigue tradizionali (i.e., sommersione continua) sono imputati i maggiori consumi di risorsa idrica destinata all'irrigazione.
- La gestione dell'acqua nelle aree a riso richiede un'elevata manodopera, in quanto è basata sul mantenimento di una prefissata altezza irrigua nelle camere di risaia e la regolazione delle portate in ingresso e in uscita alle camere stesse viene solitamente condotta manualmente dall'agricoltore.
- Nell'ottica di un maggiore controllo delle portate transitanti nella rete irrigua aziendale e di una loro gestione più efficiente e meno onerosa, nella stagione agraria 2016 una tecnologia per l'automazione e il telecontrollo della gestione irrigua verrà sperimentata in un'azienda risicola del pavese.

1 PREMESSA

Il riso è una coltura di grande importanza dal punto di vista alimentare, in quanto rappresenta il principale alimento nella dieta di oltre la metà della popolazione mondiale. Circa il 90% della produzione mondiale di riso viene coltivata in Asia, mentre in Europa i quantitativi prodotti sono relativamente modesti (circa 3 milioni di tonnellate). L'Italia, con oltre la metà della produzione totale in Europa, è il primo produttore di riso del vecchio continente (EUROSTAT, 2013). Il riso in Italia viene principalmente coltivato nel bacino risicolo lombardo-piemontese, che interessa la parte meridionale del confine tra le due regioni (più di 200.000 ettari, il 92% della superficie del riso italiano; Ente Nazionale Risi, 2015). Anche se l'obiettivo principale delle aziende risicole è ovviamente quello produttivo, nelle aree in cui prevale la coltura del riso si crea un agro-ecosistema, strettamente legato alla presenza di acqua sui campi coltivati per diversi mesi all'anno, che ha rilevanti valenze paesaggistiche e naturalistiche (dalla salvaguardia del paesaggio agricolo tradizionale al mantenimento di diverse specie animali e vegetali tipiche delle aree umide). Un caso tipico in questo senso, è costituito dalle risaie della Lomellina, che sono infatti incluse nella rete UE Natura 2000. D'altro canto, la tecnica d'irrigazione tradizionale, che ancora oggi domina nella maggior parte dell'area (circa l'85% della superficie a riso del territorio della Lomellina), è caratterizzata da efficienze irrigue molto contenute a fronte di un elevato tempo dedicato alla gestione e impiego di manodopera (i.e., acquaioli).

Sebbene non ci siano rilievi accurati relativi al tempo destinato dai risicoltori alla gestione irrigua dei propri appezzamenti, si stima che una frazione rilevante della giornata lavorativa (durante la stagione agraria) sia dedicata al controllo e alla regolazione delle bocchette al fine di mantenere livelli corretti di acqua all'interno delle camere di risaia. Sebbene tale frazione vari notevolmente in funzione dell'estensione della superficie aziendale, del periodo culturale e della frammentazione delle proprietà del singolo risicoltore sul territorio, si stima che in media si attesti in circa il 40% (Sekozawa 2010). Ne consegue un'incidenza assai significativa sui costi fissi della singola azienda, derivante dall'assunzione di lavoratori stagionali integralmente o in parte dedicati alla gestione dell'irrigazione.

La coltivazione odierna del riso si discosta molto dalla sommersione permanente utilizzata in passato. Nell'ultimo decennio, per di più, si evidenzia una spinta propulsiva verso la ricerca di tecniche agronomiche sempre più sofisticate volte a migliorare e ottimizzare le lavorazioni del suolo e la gestione delle colture. Un esempio è la tecnica denominata "pin point" (LSU AgCenter report 2014) che consiste in ripetute fasi di sommersione da alternarsi con altrettanti periodi di asciutta, da compiersi appena dopo la semina, al fine di consentire un buon radicamento dei germinelli, evitare l'indurimento del suolo e regimare la proliferazione algale. Durante la stagione di coltivazione, inoltre, si attuano continue asciutte e modificazioni del livello di acqua per aumentare l'efficacia dei trattamenti erbicidi e fungicidi, ridurre il manifestarsi di problematiche quali il punteruolo acquatico del riso e il marciume batterico (Ente Nazionale Risi, 2015). Si può facilmente

intuire che tali avvertenze (attualmente sperimentate in centri di ricerca specializzati come l'Ente Nazionale Risi) difficilmente sarebbero interamente applicabili dai singoli risicoltori se questi ultimi non fossero dotati di un ingente quantitativo di manodopera per il controllo dei loro appezzamenti.

Si viene quindi sempre di più a concretizzare la necessità di una gestione automatizzata e telecontrollata dell'irrigazione che faciliti i compiti del risicoltore, limiti i costi di gestione e consenta l'applicazione delle più avanzate tecniche agronomiche necessarie per ottenere un prodotto di maggiore qualità e caratterizzato da minori impatti sull'ambiente."

2 AUTOMAZIONE DELLA GESTIONE IRRIGUA DI UNA CAMERA DI RISAIA IN LOMELLINA

Nella stagione agraria 2016, presso l'azienda Cerino (Semiana – PV) si installerà un prototipo di paratoia automatizzata, all'ingresso di una camera di risaia campione (circa 5 ettari), al fine di conseguire una gestione irrigua meno onerosa in termini di tempo, più controllata e riproducibile. Tale sistema, in sostituzione all'attuale bocchetta di regolazione manuale, consentirà di gestire l'irrigazione regolando automaticamente l'apertura della paratoia in modo da mantenere un livello d'acqua prefissato nella camera. Il sistema, schematizzato in Fig. 3a e b, è basato su una paratoia automatizzata (BayDrive – Rubicon Water AU) governata da un sensore di livello in campo (FloodTech Sensor – Rubicon Water AU). In Fig. 3c e d si mostrano alcune delle componenti del sistema che verranno installate. Il FloodTech Sensor monitorerà in continuo il livello idrico nella camera di risaia e invierà l'informazione al sistema di controllo della paratoia che si aprirà o chiuderà al fine di mantenere il livello prefissato nella camera. A monte della paratoia sarà inoltre inserito un misuratore di portata doppler (Sonaray Box – Rubicon Water AU) per il computo continuo dei volumi di adacquamento.

Tutti i sensori che compongono il sistema automatizzato saranno alimentati autonomamente da opportuni pannelli solari. Ciascuna componente inoltre sarà dotata di un trasmettitore ZBee che invierà i dati registrati ad una stazione madre che a sua volta, tramite un collegamento GSM, caricherà le informazioni su un server dedicato. L'utente (in questo caso il risicoltore) avrà accesso libero al server sia attraverso PC che smartphone o tablet, in modo tale da poter visualizzare in tempo reale la situazione del campo, eventualmente modificando le impostazioni delle irrigazioni in funzione di sopravvenute esigenze.

Nel caso di studio, il settaggio del sistema di regolazione avverrà su due livelli. Il primo, di sicurezza, imporrà il mantenimento di un minimo livello di acqua in campo (10 cm) affinché non si verifichino danni alla coltivazione, il secondo, invece, sarà gestito in autonomia dall'agricoltore in funzione delle proprie esigenze anche a scala sub-giornaliera. Nello specifico, egli potrà agire modificando il valore del livello d'acqua da mantenere in campo oppure direttamente sull'apertura della paratoia in funzione di una specifica necessità di portata in ingresso. Il sistema sarà infine dotato di controlli di emergenza per l'apertura manuale delle paratoie in caso di black-out o malfunzionamento del sistema.

3 POTENZIALITÀ E SFIDE DELLA TECNOLOGIA PROPOSTA NEL CONTESTO AGRICOLO DELL' ITALIA SETTENTRIONALE

Il sistema di automazione e telecontrollo delle portate irrigue che verrà sperimentato a Semiana sarà il primo a scala di campo in Italia. L'idea nasce da una collaborazione tra l'Università di Melbourne, una ditta costruttrice di sistemi automatizzati (Rubicon Water, Australia) e l'Università degli Studi di Milano che ha permesso di progettare un sistema ad hoc per le realtà agricole del nord Italia.

Nonostante i sistemi automatizzati descritti in questa memoria siano già stati abbondantemente testati per l'irrigazione in aree caratterizzate da coltivazioni erbacee in molteplici contesti agricoli dello Stato della Victoria (AU), in particolar modo su coltivazioni di cotone e mais (Koech et al. 2014; Smith et al. 2005), la particolare conformazione delle reti irrigue mantenute per secoli sul territorio Lombardo (sia a scala aziendale che consortile) rende necessario un adattamento di questi sistemi alle nostre realtà locali. Contemporaneamente alla nostra sperimentazione su risaia, in Spagna (nel distretto irriguo di Canal d'Urgell e con la collaborazione dell'Università di Lleida), si esplorerà l'applicazione dei sistemi Bay Drive per la gestione irrigua di quattro appezzamenti coltivati rispettivamente a mais ed erba medica. In questo caso la

regolazione delle portate in ingresso agli appezzamenti sarà valutata in funzione del tasso di umidità del terreno attraverso un sensore multilivello (Humidity Moisture Probe – Rubicon Water AU) posizionato all'interno di ciascun campo.

In entrambi i casi, quello spagnolo e quello lombardo, la dimensione dei singoli appezzamenti varia da 5 a 10 ettari e le portate da regolare in ingresso ai singoli campi oscillano tra 100 l s^{-1} e 500 l s^{-1} . Particolare importanza riveste, infatti, l'estensione della superficie da irrigare. Tanto più piccole sono le superfici coltivate, tanto più modeste saranno le portate in ingresso e, quindi, maggiore dovrà essere l'accuratezza della regolazione affinché si soddisfi il fabbisogno dell'intero campo senza utilizzare acqua in eccesso. Se nei contesti australiani la dimensione dei campi si aggira attorno alle centinaia di ettari, nei contesti agricoli europei e in particolar modo lombardi, le dimensioni degli appezzamenti irrigati con metodi a gravità sono di un ordine di grandezza inferiore. Si richiede perciò un sistema che sia in grado di regolare con accuratezza portate irrigue nettamente inferiori a $1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Le paratoie Bay Drive sono state progettate opportunamente per regolare portate fino ad un massimo di $500\text{-}600 \text{ l s}^{-1}$. Allo stesso tempo, i misuratori di portata (Sonary Box) sono in grado di misurare portate fino ad un massimo di 500 l s^{-1} con un errore di misura sull'intero intervallo di portate misurabili, pari a $\pm 2,0\%$. Il misuratore di livello in campo (FloodTech), infine, è in grado di misurare livelli fino ad 1.5 m di distanza con un errore massimo di $\pm 0.5 \text{ mm}$.

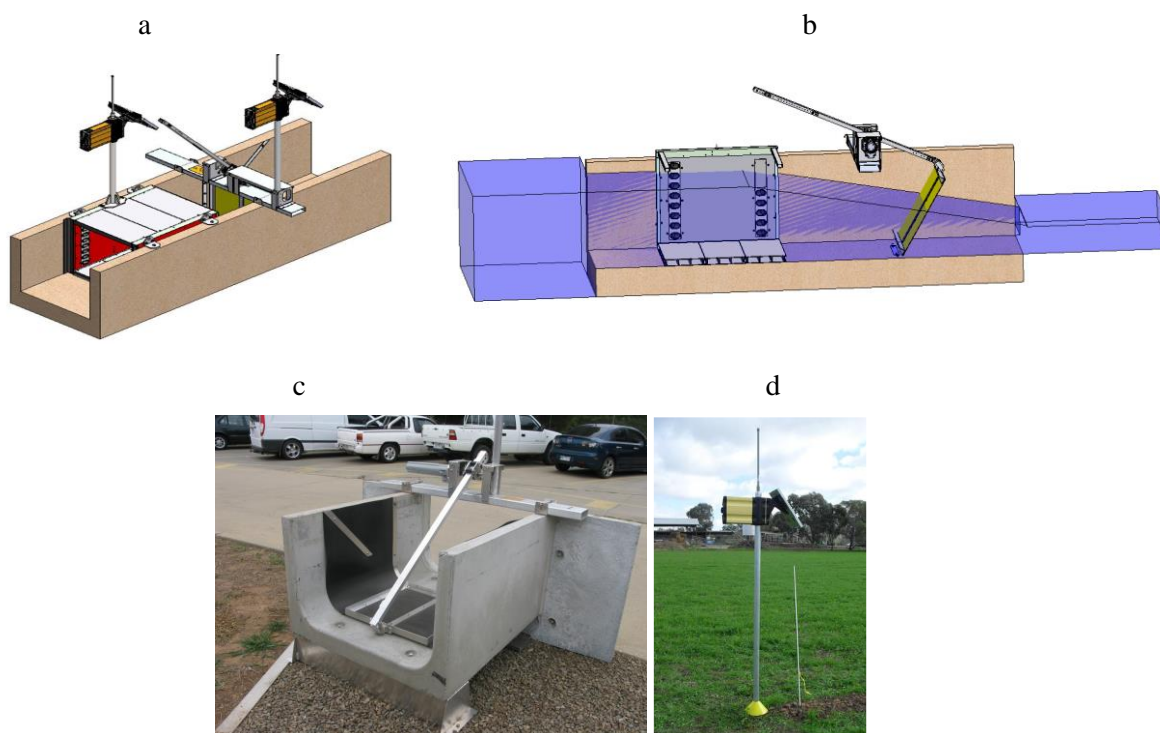


Fig. 2. (a) Sistema di misura e regolazione delle portate in ingresso alle camere di risaia; (b) Prospetto di funzionamento a regime; (c) Bay Drive che verrà installata; (d) FloodTech sensor per la misura in continuo del livello nella camera.

La sperimentazione di questa tecnologia presso l'azienda Cerino è stata anticipata da un percorso più ampio di valutazione dei bilanci idrici in territori risicoli affrontato nel progetto WATPAD (WATER impacts of PADdy environment), avviato nel marzo del 2015 e attualmente in corso di svolgimento. Uno degli obiettivi principali del progetto WATPAD è quello di quantificare i termini del bilancio idrico nei sistemi risicoli a diverse scale spaziali (campo, azienda, distretto irriguo), al fine di valutarne l'efficienza irrigua e l'eventuale variazione in funzione della scala territoriale. Dai primi risultati di questo progetto, sembra chiaro che i sistemi di telecontrollo muniti di opportuni misuratori di portata possano risultare strumenti importanti per una gestione più efficace ed efficiente dell'irrigazione nei territori risicoli dell'Italia settentrionale. Infatti, se da un lato l'automazione guarda all'agricoltore potenziando l'affidabilità della distribuzione delle acque e il mantenimento di elevati standard qualitativi del prodotto e ambientali, dall'altro la possibilità di quantificare le portate idriche impiegate per l'irrigazione consente di rispondere alle recenti direttive nazionali ed europee volte alla quantificazione dei volumi idrici ad uso irriguo (DM 31/7/2015, GU n. 213 del 14-9-2015). L'utilizzo di tecnologie atte all'automazione della gestione irrigua e

alla misura delle portate transitanti nelle reti irrigue consente dunque di supportare le scelte dell'agricoltore, ad oggi generalmente basate solo sull'esperienza, e, contemporaneamente, di raccogliere informazioni utili agli enti irrigui e a quelli territoriali in vista di una più corretta pianificazione e gestione dell'uso delle risorse idriche. Dal punto di vista professionale, infine, l'adozione di opportuni sistemi informatici, di monitoraggio e automazione consentirebbe di specializzare e qualificare la figura dell'acquiolo ancor oggi relegata quasi esclusivamente a un lavoro manuale e ripetitivo, poco attrattivo per le giovani generazioni.

4 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

E' forse a partire dall'intervento del prof. Pier Luigi Romita sulla storia e sull'evoluzione dei sistemi di irrigazione e del drenaggio, tenuta in seno alla Prima conferenza internazionale del Comitato Italiano per l'irrigazione e la bonifica idraulica del maggio 1986, che si acquisisce la piena consapevolezza che il progresso dei sistemi irrigui nei territori dell'Italia settentrionale (e in particolar modo lombardi) debba proiettarsi necessariamente verso l'interazione con la *"Scienza dei sistemi, e le tecniche di trattamento automatico dell'informazione, rese sempre più sofisticate dall'avvento degli elaboratori"*. Tuttavia, nonostante siano passati quasi trent'anni da quel consesso di tecnici e scienziati che si riunirono per mostrare i progressi delle varie discipline nell'ambito dell'irrigazione e della bonifica, si assiste ancor oggi ad una estrema difficoltà del trasferimento tecnologico delle scoperte attualmente a disposizione nel panorama scientifico soprattutto nell'ambito rurale.

Questo progetto ha come obiettivo la valutazione dell'affidabilità, della durabilità e della scalabilità di un sistema automatico di regolazione e misura delle portate irrigue in ingresso a camere di risaia, con la prospettiva di un suo potenziale utilizzo anche in altre realtà territoriali.

A valle della sperimentazione si esamineranno i vantaggi e i limiti relativi ad alcuni fattori tecnologici e gestionali introdotti dal nuovo sistema. In primis si valuterà il miglioramento dell'efficienza di adattamento per la parcella esaminata in riferimento ai consumi valutati negli anni precedenti (misurati nel progetto WATPAD) e da dati di letteratura. Si procederà ad una stima economica dell'ammortamento dei costi della regolazione automatizzata a scala aziendale, e infine si condurranno alcune valutazioni di massima sul miglioramento delle condizioni di lavoro introdotto dal sistema telecontrollato e in particolar modo la differenza tra i tempi dedicati dall'agricoltore alla gestione e al controllo delle altre camere risaia rispetto a quella automatizzata. Si valuteranno infine il numero di malfunzionamenti del sistema, interruzioni dovuti a problemi elettrici e/o di trasmissione dei dati, il numero di interventi manuali operati dall'agricoltore per sopperire ad eventuali imperfezioni del sistema di regolazione.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano la Fondazione Cariplo che ha finanziato il progetto WATPAD (Grant Number 2014-1260), l'Ente Nazionale Risi e l'Università del Piemonte Orientale che partecipano alla realizzazione del progetto con l'Università degli Studi di Milano. Si ringraziano inoltre Rubicon Water e l'Ing. Tullio Zanotti per la progettazione e la fornitura del sistema di misura e regolazione automatizzata delle portate in ingresso alla camera di risaia campione. Infine, si ringrazia il dott. Paolo Carnevale (proprietario dell'azienda Cerino) per aver ospitato la sperimentazione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ente Nazionale Risi (2015) Relazione annuale. Rice Reserch Center, Castello d'Agogna (PV).
EUROSTAT, 2013. http://epp.eurostat.ec.europa.eu/portal/page/portal/statistics/search_database.
Smith, R. J., Raine, S. R., & Minkevich, J. (2005). Irrigation application efficiency and deep drainage potential under surface irrigated cotton. *Agricultural Water Management*, 71(2), 117-130.
Sekozawa, Teruji. "A fully automated water management system for large rice paddies." *Proceedings of the 14th WSEAS international conference on Systems: part of the 14th WSEAS CSCC multiconference-Volume I*. World Scientific and Engineering Academy and Society (WSEAS), 2010.
Koech, R. K., Smith, R. J., & Gillies, M. H. (2014). A real-time optimisation system for automation of furrow irrigation. *Irrigation Science*, 32(4), 319-327.
ISTAT(2006). Donne della terra: i loro "numeri" per e nell'agricoltura. Roma, 13 Gennaio 2006, ISTAT.

MACRO TEMA V

Valutazione e mitigazione del rischio idrologico e idraulico

IMPACT OF THE INVASIVE RED SWAMP CRAYFISH *PROCAMBARUS CLARKII* ON THE SEEPAGE PROCESSES IN RIVER LEEVES

Michele Bondoni¹, Alberto F. Inghilesi², Giuseppe Mazza², Enio Paris¹, Luca Solari¹, Elena Tricarico²

(1) DICEA, Department of Civil and Environmental Engineering; University of Florence (2) BIO, Department of Biology, University of Florence

KEY POINTS

- *Procambarus clarkii* is an invasive species affecting riverine and lacustrine ecosystems in several Italian areas, reducing biodiversity and damaging channel levees through its burrowing activity.
- Laboratory experiments have been carried out to monitor the effect of its burrowing activity on the seepage process occurring in a physical model of a channel levee.
- The burrowing activity is strongly influenced by the seasonal behaviour of crayfish and it caused an increased global porosity that could greatly intensify the seepage process.

1 INTRODUCTION

The effect of bioturbation, especially due to animal burrowing, on the stability of the river levees has been recently raised to the scientific community as a consequence of the levee collapses of Secchia and Foenna rivers in Italy (Camici *et al.*, 2010, 2014; Orlandini *et al.*, 2015). Indeed, these authors showed that the presence of animal burrows is crucial in promoting the collapse of the bank.

The American Crayfish *Procambarus clarkii* is an invasive species (Figure 1), mostly introduced for commercial purposes related to livestock. It is rapidly spreading through the Italian peninsula due to its plasticity, dispersal capability and high reproduction rate (Gherardi, 2006). As well as the negative effects on local biodiversity, it damages the levees of the irrigation channel leading to disastrous collapses, relevant repairing and maintenance costs.



Figure 1. Picture of an adult *P. clarkii*.

Several authors studied the effects of the *P. clarkii* on the ecosystem, such as the increase in water turbidity (Angeler *et al.*, 2001), large-scale vegetation loss and major changes on food web structure (reviewed in Gherardi, 2006). Only one work focused on the damages caused by the *P. clarkii* on levees of rice fields through systematic field measurements (Arce & Dieguez-Urbeondo, 2015). Furthermore, a preliminary laboratory study about the effect of animal burrows on the stability of earthen structures was conducted by Meguid *et al.* (2012), but the burrows were artificially reproduced in the structure.

In this work, we present an experimental activity where specimens of *P. clarkii* were monitored while burrowing into a small-scale physical model of an earthen levee, coupled with the mathematical modelling of the variations induced by the burrows on the seepage flow patterns through the levee.

2 MATERIAL AND METHODS

2.1 Experimental Setup

The experimental activity was carried out at the Hydraulic Laboratory of the Department of Civil and Environmental Engineering of the University of Florence. A small-scale model of a levee was reproduced inside a tank using the soil and the procedure typically adopted by the Consorzio di Bonifica n.3 Medio Valdarno¹ to build river levees. The soil was composed by gravel 0.3%, sand 21.7%, silt 61% and clay 17%, and was characterized by the following properties: water content $w = 12\%$, bulk specific weight $\gamma_s = 26.54$ kN/m³ and permeability coefficient $k = 4.53 \cdot 10^{-6}$ m/s. Microtensiometers were used to measure the water pressure inside the bank and to recover the piezometric head.

Three experiments were performed during 2015 and other eight are planned from April to September 2016. For each experiment, after the bank construction, the water level in one side of the tank was set to 20 cm for two days. Then, two couples, each composed by one male and one female of *P. clarkii*, were inserted into the tank and their burrowing activity was observed for four days (Figure 2). The natural light-dark cycle was reproduced with artificial lighting and the animals were regularly fed once per day. Water and air temperatures were measured every day and videos of the experiment were recorded.

At the end of the experiment, the animals were removed from the tank and the burrows were filled up with polyurethane foam injected into the holes. Once the foam was consolidated (roughly one day), the casts were gradually removed from the levee. Finally, the volume of the burrows was measured submerging the casts in a water tank.

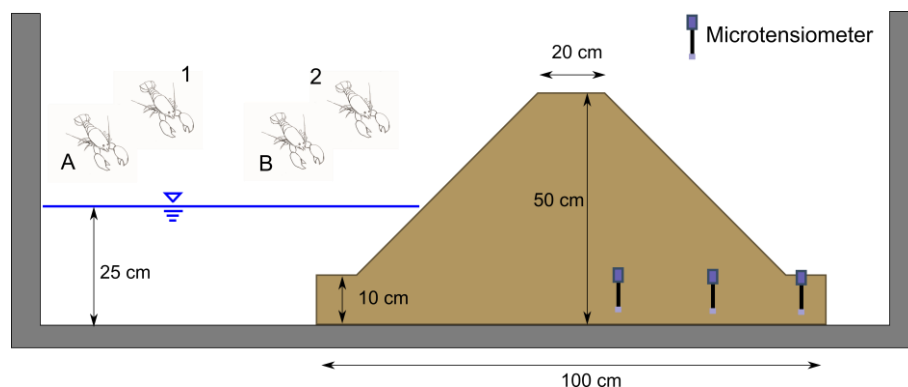


Figure 2. Sketch of the experimental setup. Males of *Procambarus clarkii* are indicated with A and B, while females with 1 and 2.

2.2 Mathematical Modelling

The seepage flow pattern inside the artificial levee was investigated by means of a finite element model (SEEP/W 2012) solving the equation for the two dimensional seepage flow in saturated and unsaturated conditions. First, the model was calibrated against piezometric head data collected during a specific experiment previously carried out without the presence of animals (Paola, 2014).

The mathematical model was then run including the animal burrows, which were reproduced according to the experimental observations.

3 PRELIMINARY RESULTS

A first evaluation of the presence of animal burrows can be made considering an equivalent increased value of porosity n_b simply calculated as $n_b = n + V_{exc}/V_{tot}$ where n is the initial porosity and V_{exc} is the volume associated to the burrows. The ratio V_{exc}/V_{tot} ranged from 1 to 18%. The highest burrowing activity was observed during the first experiment carried out in summer, probably due to the higher temperature and to the activity period of the species.

The burrow structure was quite irregular with some of them having a chamber (Figure 3); the tunnels had

¹ <http://www.cbmv.it/>

a diameter ranging from 4 to 7 cm, with some of them below water and others developing in the vertical direction.

Preliminary runs of the model show that, for given boundary conditions and experimental duration, the presence of burrows in the levee raises the phreatic line. Critical conditions for levee integrity may be associated either to the internal erosion and stability of the system of tunnels and to the emergence of the phreatic line of the landside of the levee slope. These aspects are currently under investigation.

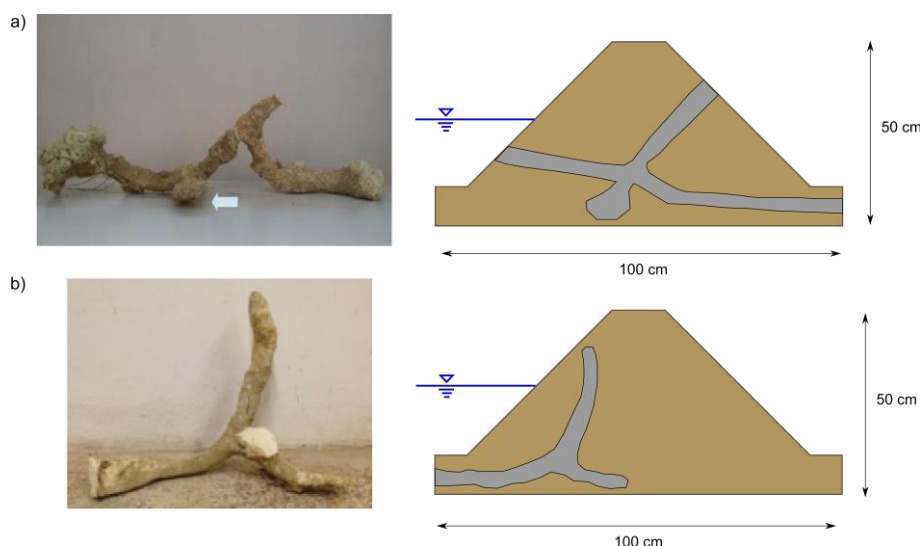


Figure 3. Picture and sketch related to the physical model of the burrows excavated by the *Procambarus clarkii* during experiment 1 (a) and 3 (b).

REFERENCES

- Angeler G.A., Sanchez-Carrillo S., Garcia G. & Alvarez-Cobelas M. The influence of *Procambarus clarkii* on water quality and sediment characteristics in a Spanish floodplain wetland, *Hydrobiologia*, 2001, 464, pp. 89-98.
- Arce J.A. & Dieguez-Urbeondo J. Structural damage caused by the invasive crayfish *Procambarus clarkii* (Girard, 1852) in rice fields of the Iberian Peninsula: a study case, *Foundamental Applied Limnology*, 186(3), pp. 259-269, 2015.
- Camici S., Moramarco T., Brocca L., Melone F., Lapenna V., Perrone A., Loperte A. On mechanism triggering the levees failure along the Foenna stream on 1st January 2006 and which caused the flooding in the urban area of Sinalunga, Tuscany Region (Italy). A case study, *EGU General Assembly Conference Abstract*, 12, pp. 12037, 2010, 2-7 May, 2010 in Vienna, Austria.
- Camici S., Barbetta S. & Moramarco T. Levee body vulnerability to seepage: the case study of the levee failure along the Foenna stream on 1 January 2006 (central Italy). *Journal of Flood Risk Management*, 2014, doi: 10.1111/jfr3.12137.
- Gherardi F. Crayfish invading Europe: the case study of *Procambarus clarkii*. *Marine Freshwater Behaviour and Physiology*, 2006, 39, pp. 175-191.
- Meguid M.A., Saghaee G. & Bayoumi A. On the effects of animal burrows on the performance of homogeneous earthen structures, *Canadian Geotechnical Conference Geo-Manitoba 2012*, 1, Winnipeg, Manitoba, 2012.
- Orlandini S. Moretti G. & Albertson J.D. Evidence of an emerging levee failure mechanism causing disastrous floods in Italy, *Water Resources Research*, 51(10), pp. 7995–8011, 2015.
- Paola A. Laboratory experiments of seepage induced vulnerability in river levees, MS Thesis, University of Florence, 2014.

EVIDENCE OF AN EMERGING LEVEE FAILURE MECHANISM CAUSING DISASTROUS FLOODS IN ITALY

Stefano Orlandini¹, Giovanni Moretti¹ & John D. Albertson²

(1) Dipartimento di Ingegneria Enzo Ferrari, Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia, Modena, Italy; (2) School of Civil and Environmental Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, USA

KEY POINTS

- Burrowing mammals are demonstrated to be a serious threat of earthen levee failure
- Internal erosion developing along a den system can cause the collapse of the levee top
- Internal flow may be due to direct inflow into the den system or to den wall failure

1 INTRODUCTION

The adverse impact of burrowing mammals on earthen levees is largely underrecognized in the scientific literature. Burrowing mammals are acknowledged by agencies responsible for earthen levees to have an adverse impact on the integrity of these flood control structures (e.g., *Federal Emergency Management Agency*, 2005). The related degradation of earthen levees has been observed in the field (e.g., *Perri et al.*, 2014). Only a few papers, however, have explicitly and mechanistically connected piping erosion responsible for the failure of earthen structures to preferential flow extending along den systems (*Carroll*, 1949; *Masannat*, 1980; *Bayoumi & Meguid*, 2011; *Orlandini et al.*, 2015). Information about wildlife activity and related earthen structure safety is generally limited to the gray literature and maintenance reports (e.g., *Federal Emergency Management Agency*, 2005). Wildlife activity is not even mentioned among the possible causes of earthen levee failure in many classical geotechnical engineering textbooks (e.g., *Terzaghi et al.*, 1996). As a consequence, burrowing mammals are rarely recognized by engineers, technicians, and land managers to be a serious threat of earthen levee failure.

On the other hand, wildlife activity along fluvial systems is rapidly increasing in many regions of the world as a result of the institution of fluvial parks acting efficiently as wildlife movement corridors (*Soulé & Gilpin*, 1991; *McEuen*, 1993; *Bennett*, 1999). There is therefore a need to raise awareness about the emergent risk connected to impacts on earthen flood control structures of burrowing mammals. Relevant pieces of the puzzle are available. For example, extensive ecological studies exist on the structure and function of dens and setts (e.g., *Roper*, 1992). In addition, several attempts have been made to provide a hydraulic characterization of natural pipes subjected to flow and internal erosion (e.g., *Wilson et al.*, 2012). However, the full picture has not yet been examined at the field scale in the context of a documented failure. Key broader research questions that need to be addressed include the following: (1) What are the physical interactions between water flows and disturbed earthen levees? (2) What are the triggers of failure mechanisms in disturbed earthen levees? (3) What are the ecological factors that drive burrowing mammals to interact with earthen levees?

The present study seeks to address the first two questions, while motivating work on the last question and raising awareness for design, maintenance, and risk considerations. Furthermore, within a scientific context in which ecohydrology has been expanding the appreciation for the importance of biological and physical connections in hydrology, a parallel set of interactions are highlighted here with invasive animal species behavior and impacts on hydrological and geomechanical function. The investigation reported in this paper provides observational evidence about the role played by burrowing mammals in the levee failures occurred on 19 January 2014, along the Secchia and Panaro Rivers, Northern Italy. Hypotheses on the related triggers are explored through detailed numerical modeling of rainfall, river flow, and variably saturated flow occurring in disturbed levees in response to complex hydroclimatic forcing.

2 EVIDENCE

After the disastrous levee failure occurred along the Secchia River in the morning of 19 January 2014, an emergency response plan was executed by closely watching the levee systems of the Secchia and Panaro

Rivers. In the afternoon of 19 January 2014, a developing internal erosion process was observed along a levee of Panaro River (Figure 1). The internal erosion process shown in Figure 1a (inset A) was observed at 16:01 on 19 January 2014, but it most likely started at least 1 h before. The internal flow and erosion processes depicted in Figure 1a are focused at the den of a crested porcupine that was observed and had been filled with earth in the past. The internal erosion process was observed to continuing developing during the period of time from about 16:01 to 19:48 as sketched in the inset 1 of Figure 1b. At about 19:48, the top of the levee was observed to collapse on the gallery caused by internal erosion as sketched in the inset 2 of Figure 1b and shown by the picture reported in Figure 1b. The picture reported in Figure 1b was taken from the top of the levee close to the collapsed levee portion, which is highlighted by the arrow directed downward. The collapsed levee then, lowered by about 3 m, would have been further eroded and overtopped by a river flow loss if a rapid repair operation were not carried out by filling the breach with earth and by compacting this earth with an excavator. The collapsed levee was thus repaired, preventing a second disaster.

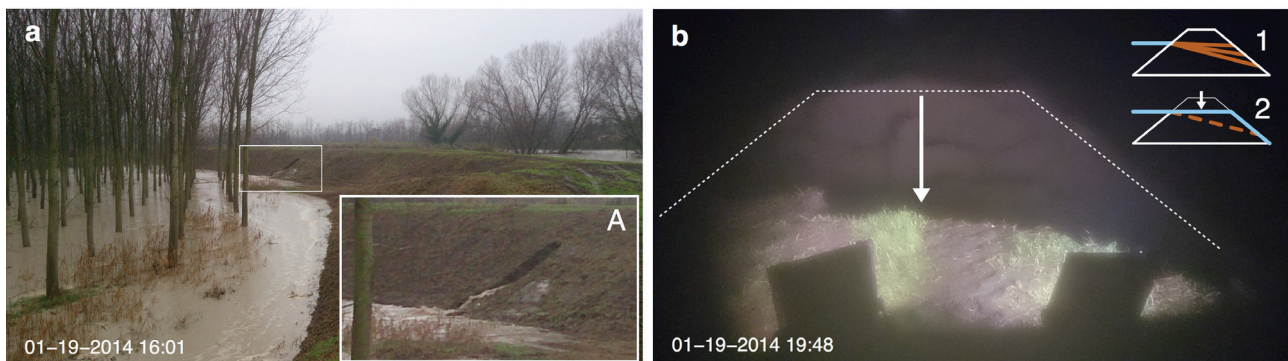


Figure 1. Observational evidence of the levee failure mechanism occurred along the Panaro River on 19 January 2014. An internal erosion process was observed at 16:01 as documented in Figure 1a. This internal flow process developed around a crested porcupine den that was observed and filled with earth in the past. The collapse of the levee top over the gallery formed by internal erosion was documented at 19:48 as reported in Figure 1b. The failure mechanism consisted therefore of two stages. In stage 1 (Figure 1a and sketch labeled “1” in Figure 1b), the internal erosion develops around the animal den. In stage 2 (Figure 1b and sketch labeled “2” in Figure 1b), the levee top collapses by filling the gallery in the eroded levee and by exposing the collapsed material to further erosion and overtopping.

The levee failure mechanism observed along the Panaro River can realistically be inferred to be similar to the disastrous levee failure mechanism that occurred along the Secchia River at San Matteo. First, the hydroclimatic conditions were very similar in the two cases, with both the failed levees directly wetted by vertical infiltration from local convective rainfall during the transit of the flood wave. Second, high river stages were reconstructed or observed to occur in both the river systems before the levee failures, but these stages were significantly below the design limit of the levees, so that overtopping of the original levee top can be excluded. Thirdly, in both the cases, dens of burrowing animals were found to exist in the locations in which the levees failed. In any case, the event observed along the Panaro River and documented in Figure 1 provides clear evidence of this levee failure mechanism caused by burrowing mammals.

3 INTERNAL EROSION TRIGGERS

The justification for attributing the Secchia levee failure to the same mechanism as that observed on the Panaro levee include direct rainfall on the levee surface, river stage, and biological disturbance of the levee. These factors are combined by advancing three competing hypotheses for failure triggers occurred in the morning of 19 January 2014 along the Secchia River as reported below.

3.1 Hypothesis 1: pipe flow only

The first hypothesis explored is that of direct inflow into the den system as simply due to river stage raising. From image processing and terrain analysis, it was found that the elevation of the animal burrow located on the levee riverside was at about 36.3 m above sea level (asl), whereas the elevations of the animal burrows located on the levee landside were in the range from 34.8 to 37.1 m asl. From river flow modeling, it was found that river stages on 19 January 2014 did not reach the burrow elevation observed (in 2012) on the levee riverside, but they significantly overcome the burrow elevations observed (in 2012) on the levee

landside. However, by simply acknowledging uncertainties on the order of 0.30 m on both reconstructed burrow elevations and river stages, it may be concluded that even by considering the positions of the animal burrows observed in 2012, the river flow may have reached the burrow located on the riverside of the levee (36.3 ± 0.3 m asl) at 4:20, when the river stage was estimated to be 35.70 ± 0.30 m asl.

3.2 Hypothesis 2: pipe flow following the collapse of the riverside den entrance

The second hypothesis explored is the collapse of the riverside den entrance under the effects of direct rainfall on the levee surface and simultaneous river stage raising. The instability of the riverside slope of the disturbed levee would provide an explanation for the triggering of internal flow and erosion. A Fellenius slope stability analysis was performed by varying the center of the circular sliding surface and considering all the forces acting on the variably saturated sliding soil segment. It is noted that this was a simplified 2-D stability analysis, and as such the results should be both meaningful for evaluating hypothesis 2 and on the conservative side. The obtained critical settings are found to be unrealistic because they produce levee failures also in times when no failures were observed to occur (*Orlandini et al.*, 2015).

3.3 Hypothesis 3: pipe flow following the collapse of the river-den separation wall

The third hypothesis explored is that a den system similar to the one sketched in Figure 2 was present at the time of the levee failure. A hypothetical 1 m earthen wall separating the levee riverside from an internal den chamber was assumed to exist. This is a realistic hypothesis given the development of the den system observed in aerial photographs from 2010 to 2012 and the reconstructed elevations of the burrows on riverside and landside of the failed levee. Since burrowing animals typically excavate in soils that are easy to dig (*Vleck*, 1979), a weak soil portion is assumed to exist around the den entrance as shown in Figure 2.

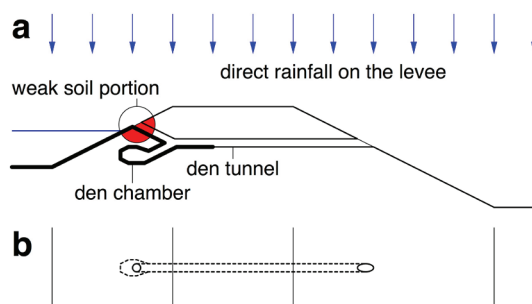


Figure 2. Sketch of the den system hypothesized to explore the possible triggers of internal flow and erosion processes occurred on 19 January 2014, along the Secchia River at San Matteo. Plan and profile views are reported in Figures 2a and 2b, respectively. The bold line in Figure 2a indicates the levee portion on which the analysis focuses. The red circular segment indicates the portion of weak soil centered around the den entrance. The blue vertical arrows indicate the direct rainfall on the levee. The blue horizontal line indicates the river stage.

Unsteady seepage flows in the variably saturated levee system are reconstructed by solving the 3-D Richards equation under the effects of direct rainfall on the levee and river stage. Results are reported in Figure 3. It was found that the volumetric soil water content (Figures 3a–3c) and water pressure (Figures 3d–3f) become critical at 4:00 on 19 January 2014 (Figures 3c and 3f), and that these critical conditions do not occur in other times of the simulation period (December 2013 and January 2014) as should be expected (e.g., Figures 3a–3c and 3f). At 4:00 of 19 January 2014, the ceiling of the chamber became saturated and the soil water pressure became positive. This occurrence would have likely implied the collapse of the den system and the triggering of internal flow and erosion, even with the elevations of animal burrows observed in 2012.

Although a hypothetical den is used in the case reported in Figure 3, the obtained results provide a reliable proof-of-concept about the processes that may have triggered internal flow and erosion along the Secchia River on 19 January 2014, because critical conditions are only reproduced at the day of the observed failure and not in other days of the simulation period. It is finally reported that numerical modeling of the system considered in Figure 3 reveals that no critical soil saturation around the den chamber occurs by applying separately one of the two components of the observed hydroclimatic forcing, namely river stage and direct rainfall on the levee. This suggests that the combination of the two factors may indeed provide a critical hydroclimatic condition.

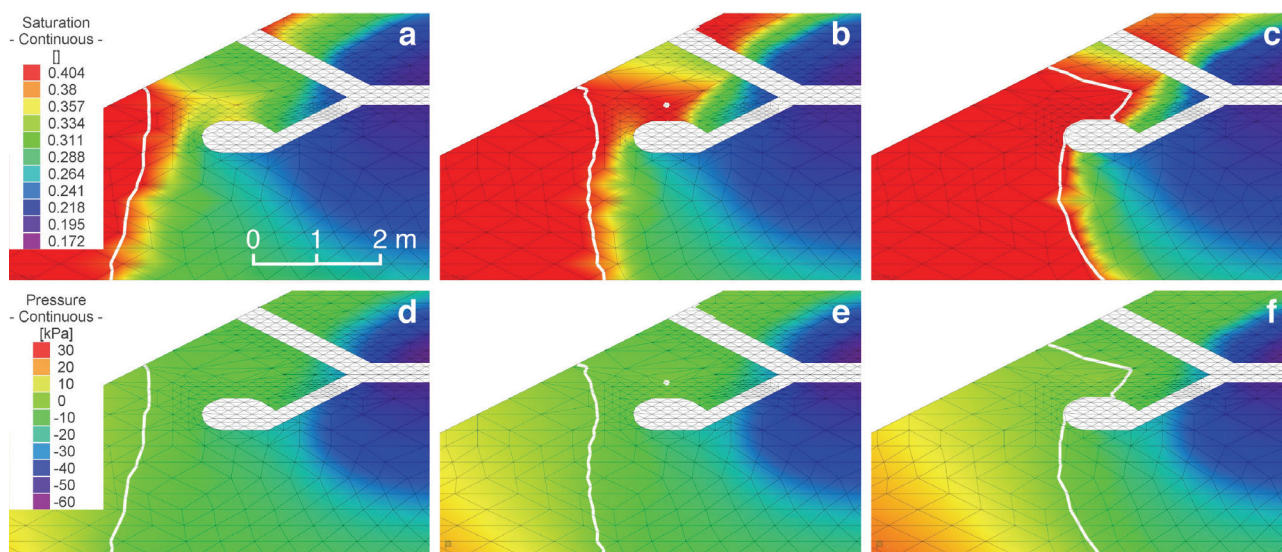


Figure 3. Simulated response of the levee of the Secchia River at San Matteo to direct rainfall on the levee and river stage in the case sketched in Figure 2 (hypothesis 3). The simulation period started at time 22 December 2013 at 0:00 to mitigate memory effects on the reconstructed levee status. The reconstructed fields of volumetric soil water content and pressure are reported at times 18 January 2014 at 22:00 (Figures 3a and 3d), 19 January 2014 at 0:30 (Figures 3b and 3e), and 19 January 2014 at 4:00 (Figures 3c and 3f). The term “saturation” reported in the legend of Figure 3a is used in the FEFLOW program to denote the volumetric soil water content. The white line denotes the phreatic (zero pressure) surface.

4 CONCLUSIONS

A levee failure mechanism connected to the presence of a den excavated by a crested porcupine was documented in the present study. In addition, three hypotheses on the triggers of the observed levee failure mechanism are explored. Besides flood propagation, hydrological processes including direct rainfall on the levee, variably saturated flows and surface-subsurface flow interaction are found to play important roles. Then, geomechanical processes including internal erosion, soil liquefaction and slope stability are also thought to be relevant processes. Finally, animal ecology is essential to provide a detailed description of den geometry and of the biological forcing to earthen levees. A multidisciplinary approach at the intersection between hydrology, geomechanics and animal ecology is therefore needed to control the impact of burrowing mammals on earthen levees and to identify the best adaptive strategies.

REFERENCES

- Bayoumi, A., & Meguid, M.A. Wildlife and safety of earthen structures: A review, *J. Fail. Anal. Preven.*, 2011, 11(4), 295–319.
- Bennett, A.F. *Linkages in the Landscape: The Role of Corridors and Connectivity in Wildlife Conservation*, 254 pp., Int. Union for Conserv. of Nat., Gland, Switzerland, 1999.
- Carroll, P.H. Soil piping in southeastern Arizona, in *Regional Bulletin, Soil Ser.*, vol. 110, U.S. Dep. of Agric., Soil Conserv. Serv., Albuquerque, N.M., 1949.
- Federal Emergency Management Agency. Technical manual for dam owners: Impacts of animals on earthen dams, FEMA Rep. 473, Washington, D.C., 2005.
- Masannat, Y.M. Development of piping erosion conditions in the Benson area, Arizona, U.S.A., *Q. J. Eng. Geol.*, 1980, 13(1), 53–61.
- McEuen, A. The wildlife corridor controversy: A review, *Endanger. Species Update*, 1993, 10(11), 1–6.
- Orlandini, S., Moretti, G., & Albertson, J.D. Evidence of an emerging levee failure mechanism causing disastrous floods in Italy, *Water Resour. Res.*, 2015, 51(10), 7995–8011.
- Perri, M.T., Boaga, J., Bersan, S., Cassiani, G., Cola, S., Deiana, R., Simonini, P., & Patti, S. River embankment characterization: The joint use of geophysical and geotechnical techniques, *J. Appl. Geophys.*, 2014, 110, 5–22.
- Roper, T.J. The structure and function of badger setts, *J. Zool. London*, 1992, 227, 691–698.
- Soulé, M.E., & Gilpin, M.E. The theory of wildlife corridor capability, in *Nature Conservation 2: The Role of Corridors*, edited by D. A. Saunders and R.J. Hobbs, pp. 3–8, Surrey Beatty and Sons, Chipping Norton, N.S.W., Australia, 1991.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., & Mesri, G. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed., 592 pp., John Wiley, N.Y., 1996.
- Vleck, D. (1979). The energy cost of burrowing by the pocket gopher *Thomomys bottae*, *Physiol. Zool.*, 52(2), 122–136.
- Wilson, G.V., Nieber, J.L., Sidle, R.C., & Fox, G.A. Internal erosion during soil pipeflow: State of science for experimental and numerical analysis, *Trans. ASABE*, 2012, 56(2), 465–478.

STIMA DELLA PORTATA USCENTE DALLA ROTTA ARGINALE VERIFICATASI SUL FIUME SECCHIA IL 19 GENNAIO 2014

Marco D'Oria ¹, Paolo Mignosa ¹ & Maria Giovanna Tanda ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura, Università degli Studi di Parma

ASPETTI CHIAVE:

- Viene applicata una procedura inversa di tipo Bayesiano per ricostruire l'andamento della portata uscente da una rotta arginale utilizzando informazioni idrometriche registrate a valle della breccia
- La procedura consente di stimare anche l'idrogramma di piena in ingresso e in uscita dal tratto di alveo considerato senza la necessità di ricorrere ad alcuna scala delle portate
- L'evoluzione della breccia, gli eventuali effetti di rigurgito, gli interventi provvisori e gli altri fattori eventualmente influenzanti le portate uscenti sono indirettamente tenuti in conto

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni si sono verificate diverse rotte arginali in Nord Italia, con gravissimi danni ai centri abitati, alle infrastrutture ed alle attività produttive, anche con perdita di vite umane. Per ricostruire, con ragionevole accuratezza, i fenomeni di allagamento conseguenti ad una rotta, occorrerebbe: 1) acquisire informazioni circa la progressione della breccia o, in alternativa, individuare il meccanismo che ha causato la rottura e ricostruirne l'evoluzione temporale (Viero *et al.*, 2013); 2) disporre di un modello che sia in grado di stimare correttamente, nota la geometria della breccia, la portata uscente dalla stessa; 3) accoppiare il modello del fiume con quello dell'area inondata, soprattutto in quei casi nei quali gli effetti di rigurgito possono limitare le portate uscenti; 4) considerare gli interventi provvisori volti a ripristinare la continuità dell'arginatura, qualora tali interventi siano attuati in corso di evento (cioè quando la portata sta ancora uscendo dalla breccia).

Molto spesso, però, le cause che hanno provocato la breccia sono di difficile individuazione, le caratteristiche locali dell'argine crollato non possono - se non di massima - essere dedotte ex-post da prove in situ sui tratti adiacenti e l'evoluzione temporale della breccia non è nota con il dettaglio desiderato. In pratica, nella maggioranza dei casi, si conoscono soltanto la posizione della breccia, la sua larghezza finale e, talvolta, l'istante iniziale.

Tuttavia, se esistono delle stazioni di misura poste a valle della rotta, anche a notevole distanza, i livelli idrometrici ivi registrati ne risultano influenzati, a causa della riduzione di portata transitante nel fiume. Le informazioni registrate possono quindi essere utilizzate per stimare la portata rilasciata dalla breccia.

Nel presente lavoro viene effettuata la ricostruzione dell'andamento temporale della portata uscente dalla rotta arginale verificatasi sul fiume Secchia (un affluente di destra del Po) il 19 gennaio 2014 mediante la metodologia inversa presentata in D'Oria *et al.* (2015).

2 MATERIALI E METODI

La portata che fluisce attraverso una rotta arginale è il risultato di molteplici fattori tra loro interconnessi: i livelli idrici in corrispondenza della breccia e, eventualmente, nell'area allagabile all'esterno del corso d'acqua, la geometria della breccia e la sua evoluzione temporale, gli eventuali interventi provvisori intrapresi in corso di evento, ecc. Si può però ritenere che la serie temporale della portata attraverso la breccia presenti caratteristiche di persistenza e quindi auto-correlazione. Tale peculiarità, insieme alla necessità di risolvere la non unicità del problema, evitare oscillazioni spurie della soluzione e considerare gli errori presenti nelle osservazioni, rende l'approccio inverso geostatistico Bayesiano adeguato alla stima della portata attraverso una rotta arginale.

I dettagli matematici della metodologia qui utilizzata sono riportati, tra gli altri, in Kitanidis (1995) e D'Oria *et al.* (2015), ai quali si rimanda. La metodologia inversa è implementata in un software denominato bgaPEST (Fienen *et al.*, 2013) rilasciato gratuitamente dal Servizio Geologico degli Stati Uniti (USGS).

Per stimare la portata attraverso la rotta arginale con la procedura proposta, è necessario un numero di simulazioni in avanti pari a $n_t = n_p \times n_i \times n_o$, dove n_p è il numero di parametri incogniti (valori discreti della serie temporale delle portate uscenti dalla breccia), n_i il numero di iterazioni per un dato set dei parametri strutturali del modello geostatistico selezionato (pari normalmente a 4-5) e n_o il numero di iterazioni necessarie per ottenere i parametri strutturali stessi in un ciclo esterno (pari normalmente a 4-5).

La simulazione in avanti può essere eseguita con qualsivoglia modello di propagazione di piena che sia calibrato ed in grado di simulare gli effetti, in alveo, della portata che fluisce attraverso la rotta arginale. In questo lavoro si è utilizzato il software di modellazione monodimensionale HEC-RAS (Brunner, 2010) ma la metodologia inversa utilizzata prescinde dal codice di calcolo adottato che, almeno in linea di principio, può essere qualunque.

La portata uscente (o entrante) nel fiume attraverso la breccia è stata simulata utilizzando una condizione al contorno disponibile in HEC-RAS denominata “Uniform Lateral Flow”. Tale opzione permette di simulare un’assegnata portata entrante o uscente dal corso d’acqua, uniformemente distribuita tra due sezioni trasversali specificate dall’utente. Al fine di interfacciare HEC-RAS con il codice di modellazione inversa, giova precisare che i file di input del modello idraulico sono in formato ASCII, mentre i risultati possono essere facilmente convertiti avvalendosi di uno script in Jython e del software HEC-DSSVue (2009). Infine, uno script in C# o Visual Basic può essere utilizzato per eseguire HEC-RAS in batch (Goodel, 2014).

La procedura utilizza come condizioni al contorno del modello idraulico solo informazioni idrometriche. Conseguentemente, essa consente di stimare, oltre alla portata attraverso la breccia, anche l’idrogramma di piena in ingresso e in uscita dal tratto di alveo considerato, senza la necessità di ricorrere ad alcuna scala delle portate. Se tale scala rappresenta un’approssimazione - talvolta grossolana - del reale legame livelli-portate già in “normali” eventi di piena, ancor più lo diventa durante un evento interessato da una rotta arginale. In queste condizioni, infatti, gli effetti provocati dalla breccia fanno sì che qualunque relazione univoca livelli-portate sia del tutto inattendibile.

3 CASO DI STUDIO

Il fiume Secchia, uno dei principali affluenti di destra del Po, è delimitato, nel suo tratto vallivo a nord della città di Modena, da un sistema continuo di arginature di 7-8 m di altezza rispetto alla campagna circostante. Nelle prime ore della mattina del 19 gennaio 2014, in concomitanza di un evento di piena di non particolare severità (tempo di ritorno stimato di 2-5 anni) ed in presenza di un franco utile superiore al metro, si aprì una breccia sull’argine destro del fiume che poi progressivamente si allargò nelle 8-9 ore successive, fino a raggiungere un’ampiezza finale di circa 80 m (Figura 1) (D’Alpaos *et al.*, 2014). La portata continuò a defluire attraverso la breccia con valori elevati per circa 48 ore, causando l’allagamento pressoché totale di due centri urbani (Bastiglia e Bomporto), di numerosi comparti industriali di elevato pregio e di circa 75 km² di aree agricole, oltre che il decesso di una persona. I danni conseguenti sono stati stimati in circa 400 milioni di euro.

Lungo l’asta del fiume Secchia, sia a monte che a valle della sezione di rotta, sono presenti alcune stazioni idrometrografiche, gestite dall’ARPA Emilia-Romagna. In particolare le stazioni di Ponte Alto, Ponte Bacchello e Pioppa, la cui ubicazione è mostrata in Fig. 1 assieme a quella della breccia, sono dotate di una lunga serie storica di registrazioni ed hanno funzionato regolarmente anche durante l’evento in cui si è verificata la rotta. Del fiume - ed anche del territorio circostante - è poi disponibile un modello digitale del terreno a passo 1 m dedotto da un volo Lidar recente, oltre che una serie di sezioni trasversali dell’alveo rilevate a terra con metodologie topografiche tradizionali.

I dati disponibili, sia topografici che idrometrografici, rappresentano le condizioni ideali per procedere alla costruzione e taratura di un modello di moto vario, e per la successiva applicazione della metodologia inversa, prima delineata, volta a stimare la portata uscente dalla breccia.

Il modello si è basato su una schematizzazione monodimensionale del fenomeno di propagazione della piena, simulato mediante il codice HEC-RAS. La geometria è stata desunta estraendo dal DEM circa 100 sezioni trasversali, integrate da rilievi topografici di maggior dettaglio in prossimità delle stazioni di misura.

Il modello è stato dapprima tarato ricercando, con un metodo deterministico (Doherty, 2010), i parametri

di scabrezza ottimali al fine di riprodurre i valori e la fasatura temporale dei colmi e dei cavi di una serie di eventi storici (Aricò *et al.*, 2009). Esso è stato poi validato in continuo per il periodo 1 novembre 2008 - 30 aprile 2014, escludendo solo i mesi estivi in cui la portata era pressoché nulla. Il modello tarato è stato poi utilizzato per ricostruire, mediante la procedura inversa prima delineata, la portata uscente dalla breccia apertasi nell'argine destro il 19 gennaio 2014. In tutti i casi, come condizioni al contorno di monte e di valle si sono imposte direttamente le quote idriche osservate, rispettivamente, a Ponte Alto e a Pioppa le quali - è il caso di rimarcare - hanno risentito anch'esse della presenza della suddetta rotta. Questo approccio presenta il vantaggio di non richiedere la definizione di una scala di deflusso univoca per convertire i livelli in portate che, soprattutto in presenza di una breccia, diviene del tutto inattendibile. Le registrazioni alla stazione di Ponte Bacchello (circa 8 km a valle della rotta) sono state invece utilizzate come osservazioni per l'applicazione della procedura di inversione.

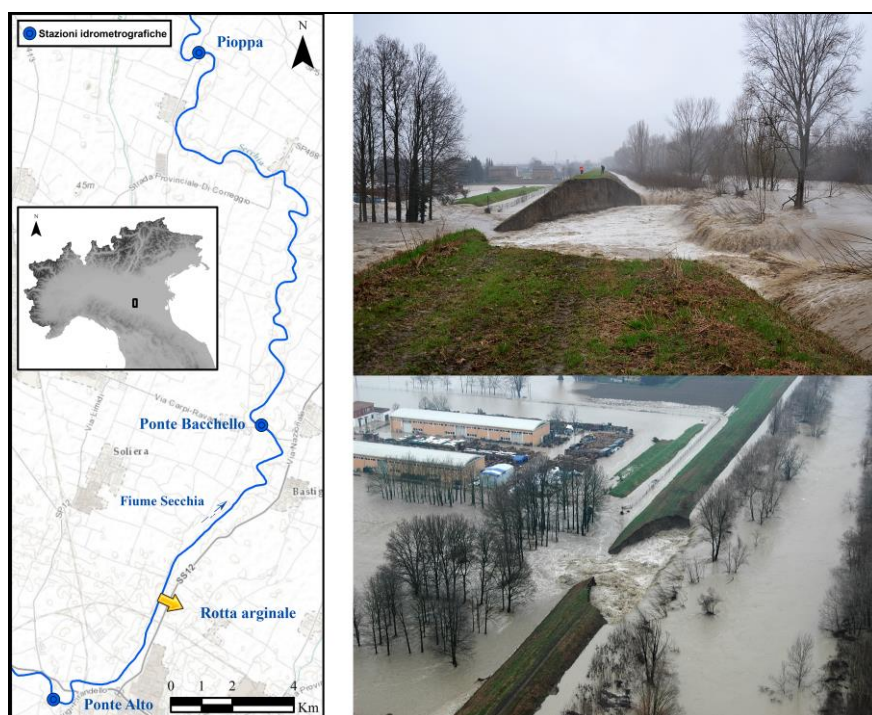


Figura 1. Tratto del fiume Secchia in studio con posizione degli idrometri e della rotta (a sinistra) e fotografie della rotta arginale del 19 gennaio 2014 (a destra).

Nella Figura 2a è riportato l'andamento delle quote idriche osservate a Ponte Alto, Pioppa e Ponte Bacchello, assieme a quelle ivi ricostruite dal modello. Queste ultime, nel periodo interessato dalla simulazione inversa, sono praticamente coincidenti con quelle osservate, in quanto riprodotte in accordo con la varianza dell'errore assegnata nella procedura inversa.

La Figura 2b riporta le portate stimate in ingresso al tratto fluviale modellato (Ponte Alto, monte rotta), quelle a Ponte Bacchello (valle rotta) e a Pioppa (valle rotta), nonché quelle uscenti dalla breccia. Grazie alla regolarizzazione ed alla capacità della metodologia inversa di gestire gli errori casuali, l'idrogramma di portata uscente non presenta oscillazioni spurie. La stima del volume complessivo riversatosi dalla rotta nel periodo simulato è di poco inferiore ai $39 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ di cui $37.8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ rilasciati nelle 48 ore successive all'innesco della breccia. Il numero di simulazioni in avanti richieste è pari a circa 3000, corrispondente ad un tempo di calcolo di 1.5 ore su un personal computer (Intel Xeon con CPU da 3.6 GHz e 16 GB di RAM in ambiente Windows 7).

Per simulare l'allagamento a seguito della rotta arginale si è anche applicato un modello numerico bidimensionale (Vacondio *et al.*, 2014). L'evoluzione temporale del fronte di allagamento e le profondità idriche simulate sono perfettamente congruenti con quelle verificatesi durante l'evento, ben conosciute in base a immagini satellitari, fotografie aeree e rilievi a terra effettuati per verificare l'entità dei danni (Vacondio *et al.*, 2016).

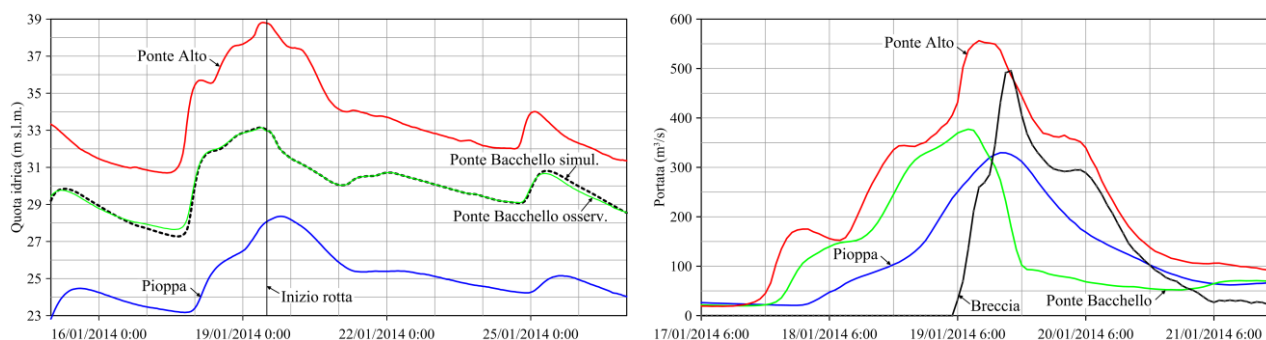


Figura 2. Quote idriche alle stazioni di Ponte Alto, Ponte Bacchello (osservata e ricostruita) e Pioppa. Portate ricostruite alle stazioni di Ponte Alto, Ponte Bacchello e Pioppa e portata stimata in uscita dalla breccia.

4 CONCLUSIONI

I risultati del caso di studio confermano che la metodologia inversa, qui utilizzata, è in grado di stimare in maniera corretta l'andamento temporale della portata uscente dalla breccia e, di conseguenza, i volumi complessivi rilasciati, basandosi sui livelli idrometrici registrati in stazioni poste a valle della breccia stessa.

La metodologia utilizza il codice di inversione bgaPEST, che presenta l'indubbio vantaggio di potersi interfacciare con qualunque modello "in avanti", purché i files di input e di output siano in formato ASCII e possa essere eseguito in batch. Nel presente lavoro si è utilizzato il codice HEC-RAS ma qualsiasi altro modello, anche basato su schematizzazioni del fenomeno più accurate (1-D/2-D shock capturing, a fondo mobile, ecc.) può essere egualmente utilizzato. Il problema maggiore, nell'adottare modelli più complessi, riguarda i tempi di calcolo, a causa delle numerose simulazioni "in avanti" da eseguire. I codici 2-D ad alta risoluzione scritti in linguaggio CUDA ed eseguiti su Graphics Processor Units (GPU) consentono però già oggi di ridurre notevolmente i tempi di esecuzione (Vacondio *et al.*, 2014, Vacondio *et al.*, 2016). La rapida evoluzione delle schede video porta a ritenere che, nonostante le numerose simulazioni necessarie, questa strada sia già percorribile, consentendo di applicare la metodologia a scenari sempre più realistici.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Aricò, C., Nasello, C. & Tucciarelli, T. Using unsteady-state water level data to estimate channel roughness and discharge hydrograph, *Adv. Water Resour.*, 2009, 32(8), 1223-1240.
- Brunner, G.W. HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual Version 4.1 - Davis, CA: US Army Corps of Engineers, Institute for Water resource, Hydrologic Engineering Center, 2010.
- D'Alpaos, L., Brath, A., Fioravante, V., Gottardi, G., Mignosa, P. & Orlandini S. Relazione tecnico-scientifica sulle cause del collasso dell'argine del fiume Secchia avvenuto il giorno 19 gennaio 2014 presso la frazione San Matteo, http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/archivio_pdf/notizie-eventi/rapporto-fiume-secchia, 2014.
- Doherty, J.E. PEST, model-independent parameter estimation - user manual. 5th ed., with slight additions - Watermark Numerical Computing, Brisbane, Australia, 2010.
- D'Oria, M., Mignosa, P. & Tanda, M.G. An inverse method to estimate the flow through a levee breach - *Adv. Water Resour.*, 2015, 82(8), 166-175.
- Fienen, M.N., D'Oria, M., Doherty, J.E. & Hunt, R.J. Approaches in Highly Parameterized Inversion: bgaPEST, a Bayesian geostatistical approach implementation with PEST-Dokumentation and Instructions - U.S. Geological Survey Techniques and Methods, Vol. 7, n. C9., 2013.
- Goodell, C.R. Breaking the HEC-RAS Code: A User's Guide to Automating HEC-RAS, 2014.
- Kitanidis, P.K. Quasi-linear geostatistical theory for inversing, *Water Resour. Res.*, 1995, 31(10), 2411-2419.
- Vacondio, R., Dal Palù, A. & Mignosa, P. GPU-enhanced Finite Volume Shallow Water solver for fast flood simulations, *Environ. Model. Softw.*, 2014, 57, 60-75.
- Vacondio, R., Aureli, F., Ferrari, A., Mignosa, P. & Dal Palù, A. A 2D parallel shallow-water numerical scheme for fast and high-resolution flood simulations at regional scale: an application to the January 2014 event on the Secchia River, Italy, *Natural Hazards*, 2016, 80(1), 103-125.
- Viero, D.P., D'Alpaos, A., Carniello, L. & Defina, A. Mathematical modeling of flooding due to river bank failure, *Adv. Water Resour.*, 2013, 59, 82-94.

INNESCO DEL PIPING NEI RILEVATI ARGINALI

Carmine Covelli¹, Luca Cozzolino², Luigi Cimorelli¹, Renata Della Morte², Bruno Molino³ & Domenico Pianese¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dell'Università di Napoli Federico II – Via Caludio, 21 – 80125 – Napoli (Italia); (2) Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Napoli Parthenope – Centro Direzionale di Napoli – Isola C4 – 80143 – Napoli (Italia); (3) Dipartimento di Bioscienze e Territorio dell'Università del Molise – Via Francesco De Sanctis – 86100 – Campobasso (Italia)

ASPETTI CHIAVE: rischio idraulico; rilevati arginali; moti di filtrazione; piping; alluvioni

- Il lavoro consiste nello studio di un particolare fenomeno connesso con i moti di filtrazioni all'interno di un rilevato in terra che possono essere causa di rotture arginali: il piping.
- Lo studio è stato condotto calcolando i valori di innesco del piping seguendo l'approccio proposto da Covelli et al. (2006).
- Sono stati fatti specifici confronti numerici, per diversi tipi di terreno (naturali e artificiali), utilizzando i dati sperimentali disponibili in letteratura.

1 INTRODUZIONE

Il 'piping' (Van Zyl et al., 1981) è uno dei meccanismi che può causare la rottura degli argini. Tale fenomeno, causato dai moti di filtrazione (*seepage*) all'interno del rilevato e/o del terreno di fondazione (Li e Desai, 1983), si innesca quando il gradiente idraulico tra monte e valle del rilevato, raggiunge il valore 'critico' i_c . In tali condizioni, all'interno dell'ammasso, le tensioni efficaci si annullano causando il movimento di una prima particella di terreno: innesco del piping. Il fenomeno, che potrebbe progredire o arrestarsi, è fortemente influenzato dalla geometria della sezione trasversale del rilevato, dal materiale con cui questo è stato realizzato e dal valore del gradiente idraulico che viene adescato.

Diversamente da un problema di equilibrio globale del rilevato arginale, il meccanismo del piping è ancora poco studiato. I primi studi sono stati condotti da Sherard et al. nel 1963. Gli autori si occuparono di problemi causati dai moti di filtrazione nelle dighe in terra e nelle dighe miste in terra e roccia, evidenziando come, talvolta, in presenza di moti di filtrazione, le tensioni indotte dal fluido alle particelle di terreno possono essere tali da innescare il movimento di queste ultime creando delle vere e proprie 'tubazioni' ('piping') all'interno del rilevato e/o della sua fondazione, compromettendone la stabilità. Ciò potrebbe, quindi, causare l'abbassamento o il crollo di una porzione dell'argine e, conseguentemente, un fenomeno di 'dam-break' e inondazione dei territori latitanti (USACE, 1996; Pianese, 2003; Apel et al., 2004; Masoero et al. 2013; Ranzi et al. 2013; Mazzoleni et al., 2015).

Quindi, Khilar et al. (1985), analizzando il comportamento di terreni coesivi, hanno proposto una formula analitica per calcolare il valore del gradiente idraulico che dà inizio a fenomeni erosivi all'interno dei rilevati, proponendo:

$$i_c = \frac{\tau_c}{2,828\gamma_w} \left(\frac{n}{\kappa} \right)^{0,5} \quad (1)$$

dove: n è la porosità, $\kappa = K\nu/g$ è il coefficiente di permeabilità intrinseco del terreno, in cui g è l'accelerazione di gravità, K è il coefficiente di permeabilità ($K=K_l=K_f$) e ν è la viscosità cinematica; $\gamma_w = 9806 \text{ N/m}^3$ è il peso specifico dell'acqua; τ_c è la forza di resistenza delle particelle di terreno.

Sellmeijer (1988) e Koenders & Sellmeijer (1991), conducendo una serie di esperimenti in laboratorio su diversi tipi di sabbia, hanno mostrato che esiste una precisa relazione tra la lunghezza del canale che si è formato a causa dell'erosione e il carico idraulico. In particolare, sono stati proposti abachi che possono verificare la resistenza di un determinato rilevato, realizzato in materiale sciolto, nei confronti del piping.

Tomlinson & Vaid (2000) hanno testato una serie di filtri realizzati con diversi tipi di terreno. Gli autori hanno determinato i valori del gradiente idraulico critico con l'ausilio di un permeametro. Ozkan (2003) ha evidenziato l'importanza della variabilità temporale del valore del gradiente idraulico durante un evento di piena.

2 L'APPROCCIO ANALITICO

In questo paragrafo, viene brevemente illustrata la formula proposta da Covelli (2006; 2008) che è stata utilizzata nel presente lavoro:

$$i_c = 0.43 \frac{1-n}{n} \quad (2)$$

In particolare, partendo dalla [1] (Khilar et al., 1985) e seguendo l'approccio di Ojha et al. (2011), nelle ipotesi di flusso laminare, sforzi di taglio indotti dall'acqua sulle particelle di terreno funzione del diametro d delle particelle stesse e della coesione del terreno, è possibile scrivere:

$$\tau_c = cd \quad (3)$$

dove si è posto $c = 1000 \text{ N/m}^3$.

Quindi, considerando la formula di Carman-Kozeny (Kozeny, 1927; Carman, 1937; Chapuis & Aubertin, 2003), l'attrito può essere scritto come:

$$i_s = \frac{\partial H}{\partial s} = -\frac{1-n}{n^3} \frac{1}{gd\phi} \left(150 \frac{1-n}{\text{Re}} + 1.75 \right) V_s^2 \quad (4)$$

in cui: V_s è la componente della velocità nella direzione s ; ϕ è un coefficiente di forma (uguale a 1 per particelle sferiche); Re è il numero di Reynolds.

Se il numero di Reynolds è piccolo la [4] può essere scritta come:

$$i_s = \frac{\partial H}{\partial s} = -\frac{(1-n)^2}{n^3} \frac{150\nu}{gd^2\phi^2} V_s \quad (5)$$

e, se considerassimo la seguente espressione per il coefficiente di permeabilità:

$$K = \frac{n^3}{(1-n)^2} \frac{gd^2\phi^2}{150\nu} \quad (6)$$

l'equazione [5] diviene simile alla legge di Darcy per moti laminari in mezzi porosi:

$$V_s = K i_s \quad (7)$$

Quindi, ricavando il coefficiente di permeabilità intrinseco κ dall'equazione [6]:

$$\kappa = \frac{K\nu}{g} = \frac{n^3}{(1-n)^2} \frac{d^2\phi^2}{150} \quad (8)$$

Sostituendo le equazioni [3] e [8] nell'equazione [1] si ricava la [2], ponendo $c = 1000 \text{ N/m}^3$ e $\phi = 1$.

Inoltre, considerando condizioni geometriche semplificate, nell'ipotesi di conservazione dell'energia della corrente e integrando le perdite di carico lungo le linee di flusso che si sviluppano nel terreno di base del rilevato, è possibile riscrivere la formula di Covelli (2006) in termini di 'carico idraulico critico' H_{crit} :

$$H_{crit} = a_3 \cdot \frac{(1-n)}{n} + b_3 \cdot \frac{n^4}{(1-n)^2} \quad (9)$$

con:

$$a_3 = 0.43L \quad \text{e} \quad b_3 = \frac{4.11 \cdot 10^{-6} gd^4}{\nu^2} \quad (10)$$

L'equazione [2] e la [9], di semplice applicazione, permettono di valutare il gradiente idraulico critico i_c in funzione della sola porosità n e il carico idraulico critico H_{crit} in funzione della stessa porosità e del diametro caratteristico del terreno.

3 I RISULTATI DELLE SIMULAZIONI NUMERICHE

La [2], in termini di gradiente idraulico critico i_c , è stata validata utilizzando i dati sperimentali raccolti da Skempton e Brogan (1994) e Fleshman e Rice (2014) su diversi tipi di terreno (naturali e artificiali). I risultati ottenuti mostrano che la relazione proposta è in grado di interpretare, in maniera soddisfacente, i dati sperimentali ottenuti in condizioni molto diverse tra loro. Inoltre, dal grafico è chiaramente desumibile come i valori calcolati della cadente critica i_c siano, nella maggior parte dei casi, inferiori a quelli ricavati sperimentalmente e quindi a vantaggio di sicurezza (cfr. Fig. 1).

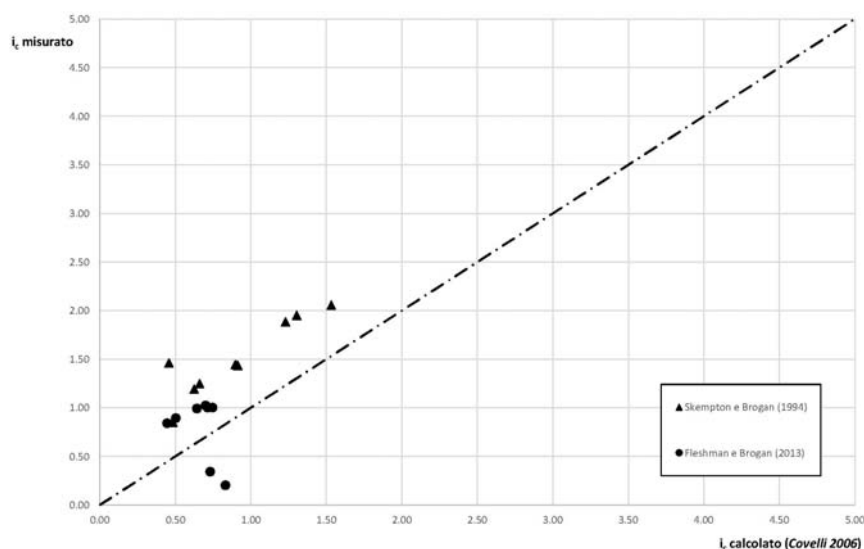


Figura 1. Confronto tra i dati sperimentali di Skempton e Brogan (1994) e Fleshman e Rice (2013) con l'Equazione [9] di Covelli (2006).

Infine, i risultati della formula di Covelli (2006) sono migliori se si utilizza la [9], ovvero la si esprime in termini di carico idraulico critico H_{crit} , così come dimostrano le simulazioni numeriche effettuate utilizzando i dati sperimentali di Weijers & Sellmeijer (1993) relativi a materiale incoerente (cfr. Fig. 2).

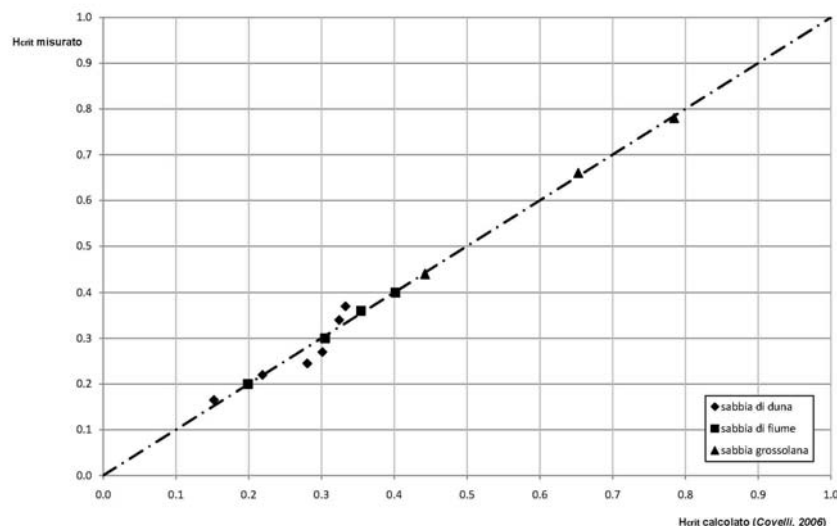


Figura 2. Confronto tra l'Eq. [9] di Covelli (2006) con i dati sperimentali di Weijers & Sellmeijer (1993) su diversi tipi di terreno: (a) sabbia di duna; (b) sabbia di fiume; (c) sabbia grossolana.

4 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato proposto un approccio analitico per lo studio del sifonamento per piping, accoppiando alla determinazione del gradiente critico per incipiente innesco del fenomeno, una formula di

trasporto solido. In particolare, al fine di trovare un'espressione del gradiente critico in funzione delle principali caratteristiche del materiale, ci si è riferiti, per la valutazione della cadente piezometrica, alla formulazione di Carman-Kozeny a cui si è accoppiata la relazione di Ojha et al. (2001) per la determinazione dello sforzo tangenziale critico. Secondo tale espressione lo sforzo tangenziale critico è funzione del diametro delle particelle da rimuovere e della porosità di queste. Sostituendo nell'equazione di Khilar et al (1985), l'espressione di Ojha et al. (2001) assieme all'espressione della permeabilità intrinseca per moti laminari in mezzi porosi, si è giunti a un'equazione che fornisce il valore del gradiente critico dipendente, oltre che dalle caratteristiche delle particelle da rimuovere, anche dalla porosità del materiale. Quindi, si è ritenuto utile procedere a un confronto sia in termini di '*gradiente idraulico critico*' i_{crit} che di '*carico idraulico critico*' H_{crit} . In entrambi i casi, la formulazione proposta nel presente lavoro ha fornito risultati soddisfacenti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Apel, H., Thieken, A., Merz, B., and Blöschl, G. Flood risk assessment and associated uncertainty, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 4(2), 2004, 295–308.
- Carman, P.C. Fluid flow through granular beds, *Trans. Inst., Chem. Eng. (London)*, 15, 1937, pp. 150-166.
- Chapuis R.P. & Aubertin M. On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the Hydraulic conductivity of soils, *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 2003, pp. 616-628.
- Covelli, C. Sulla formazione di brecce nei rilevati arginali: implicazioni relative alla protezione idraulica del territorio, Ph. D. Thesis, Università di Napoli Federico II, 2006.
- Covelli C., Palumbo A., Pianese D., A few criteria for the evaluation of the hydraulic causes of the levees' failure, *Proceedings of River Flow 2008*.
- Fleishman, M. & Rice, J. Laboratory Modeling of the Mechanisms of Piping Erosion Initiation, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140 (3), 2014, pp.1-12,.
- Khilar, K.C., Fogler, H. S. & Gray, D. H. Model for Piping-Plugging in Earthen Structures, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 111 (7), 1985, pp. 833-846.
- Koenders, M.A. & Sellmeijer J.B. Mathematical Model for Piping, *Journal of Geotechnical Engineering* 1991.
- Kozeny, J., Über Kapillare leitung des Wassers in boden Sitzungber Akad. Wiss. Wien., 136, 1927, pp.271-306.
- Li, G.C., Desai C.S. Stress and seepage analysis of earth dams, *Journal of Geotechnical Eng.*, 109 (7), 1983, pp. 946-960.
- Masoero, A., Claps, P., Asselman, E. M., Mosselman, E., and Di Baldassarre, G. Reconstruction and analysis of the Po River inundation of 1951, *Hydrol. Processes*, 27(9), 2013, 1341–1348.
- Mazzoleni, M., Barontini, S., Ranzi R. & Brandimarte, L. Innovative Probabilistic Methodology for Evaluating the Reliability of Discrete Levee Reaches Owing to Piping, *Journal of Hydrologic Engineering*, 04014067, 2015.
- Ojha, C.S.P., Singh, V.P. & Adrian, D.H. Influence of porosity on piping models of levee failure, *Journal of Geoenvironmental Engineering*, 127 (12), 2001, pp. 1071-1074.
- Ojha, C.S.P., Singh, V.P. & Adrian, D.H. Determination of Critical Head in Soil Piping, *Journal of Hydraulic Engineering*, 129 (7), 2003, pp. 511-518.
- Ozkan, S. Analytical Study on Flood Induced Seepage under River Levees, Ph. D. Thesis, Louisiana State University, 2003.
- Pianese D. Appunti delle lezioni del corso di Protezione Idraulica del Territorio, Dipartimento di Ingegneria Idraulica ed Ambientale G. Ippolito, Università degli Studi di Napoli Federico II, 2003.
- Ranzi, R., Bacchi, B., Barontini, S., Ferri, M., and Mazzoleni, M. Levee breaches statistics, 'geotechnical uncertainty', residual risk in flood hazard mapping, *Proc., 35th IAHR World Congress*, Tsinghua University Press, Chengdu, China., 2013.
- Sellmeijer, J. B. On the Mechanism of Piping Under Impervious structures, Ph. D. Thesis, University of Delft, 1988.
- Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.F. & Clevenges, W.A. *Earth and Earth-Rock Dams*, John Wiley & Sons, New York 1963.
- Skempton, A. W. & Brogan, J. M. Experiments on piping in sandy gravels, *Geotechnique*, 44 (3), 1994, pp. 449-460.
- Tomlinson, S. S., and Vaid, Y. P. "Seepage forces and confining pressure effects on piping erosion" *Canadian Geotechnical Journal*, 37, pp. 1-13, 2000
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. *Soil Mechanics in engineering practice*, John Wiley and Sons, 1967.
- Tomlinson, S.S. & Vaid, Y.P. Seepage forces and Confining Pressure effects on piping erosion, *Canadian Geotechnical Journal*, 2000.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE). Risk-based analysis for flood damage reduction studies, Washington, DC, 1996.
- Van Zyl, D.J. & Harr, M.E. Seepage Erosion Analysis of Structures, *Proc. 10° International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Sweden, Vol. I, 1981, pp. 503-509.
- Weijers, J. B. A. & Sellmeijer, J. B. A New Model to Deal with Piping Mechanism, in *Filters in Geotechnical and Hydraulic engineering*, edited by Brauns, J., Heibaum, M. and Schuler, U., Balkema, Rotterdam, 1993, pp. 349-355.

EFFETTI DELLA SUBSIDENZA ANTROPICA SULLE DINAMICHE DI INONDAZIONE: IL CASO STUDIO DI RAVENNA

Francesca Carisi¹, Alessio Domeneghetti¹ & Attilio Castellarin¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, DICAM, Università degli Studi di Bologna

ASPETTI CHIAVE

- Lo studio indaga l'impatto degli interventi antropici nell'evoluzione del rischio idraulico da esondazione fluviale valutando, tra i diversi fattori in gioco, gli effetti della subsidenza antropica.
- Con riferimento al caso studio, i fenomeni di subsidenza hanno comportato un lieve aumento del rischio alluvionale nelle aree del centro urbano della città di Ravenna, che hanno subito un maggiore abbassamento del terreno.
- I risultati mostrano come la costruzione di canali e rilevati stradali e ferroviari abbia un impatto maggiore sulle dinamiche di inondazione rispetto alla subsidenza antropica.

1 INTRODUZIONE

Come largamente evidenziato nella letteratura recente, lo studio dei processi idrologici non può prescindere dall'effetto dell'impatto antropico sul territorio (vedi Montanari *et al.*, 2014; Sivapalan *et al.*, 2012; Di Baldassarre *et al.*, 2013 e riferimenti ivi contenuti). Uomo e acqua sono infatti due sistemi strettamente correlati e vari autori hanno evidenziato come l'evoluzione del rischio di inondazione sia spesso riconducibile più alla forte antropizzazione del territorio che ai cambiamenti climatici (vedi ad es. Domeneghetti *et al.*, 2015; Bouwer *et al.*, 2010). Questo studio considera la subsidenza antropica causata dal pompaggio di fluidi sotterranei in aree densamente popolate, fenomeno ampiamente documentato in particolare nella seconda metà del XX secolo in diverse parti del mondo. Benché la letteratura scientifica offra numerose indagini in merito alle conseguenze della subsidenza nelle zone costiere, le variazioni delle dinamiche d'inondazione dovute all'ingente e relativamente rapido abbassamento del terreno nelle aree soggette a rischio idraulico fluviale sono ancora scarsamente valutate. Lo scopo dello studio è quello di capire se, e in che misura, la subsidenza indotta da azioni antropiche possa avere modificato le dinamiche di potenziali inondazioni fluviali, confrontando questi effetti con quelli indotti dalla presenza di altre infrastrutture ricadenti sul territorio. Per indagare tali aspetti il lavoro prende a riferimento il caso di subsidenza antropica più significativo in Italia, cioè la zona nei pressi del centro urbano di Ravenna (Fig. 1), dove vengono simulati scenari di allagamento conseguenti al collasso di un argine del fiume Montone mediante il ricorso a modelli 2D completi e considerando diversi scenari topografici.

2 AREA DI STUDIO

L'area di studio è costituita da una zona di circa 77 km² intorno alla città di Ravenna, in Emilia-Romagna (Fig. 1), una delle più antiche città italiane, presumibilmente fondata nel VIII secolo a.C. a pochi chilometri dalla costa adriatica, a cui è collegata attraverso il canale Candiano. La zona è attraversata dal fiume Montone (Fiumi Uniti dopo la confluenza con il fiume Ronco) e caratterizzata da un'alta densità demografica, nonché da una complessa rete di infrastrutture stradali e di canali artificiali.

La provincia di Ravenna giace su un bacino sedimentario di subsidenza, dove nel corso dei secoli si sono verificati abbassamenti del terreno estremamente significativi rispetto al livello medio mare: il tasso di subsidenza nella zona, naturalmente nell'ordine di pochi mm all'anno, è cresciuto enormemente dopo la seconda guerra mondiale. L'aumento dell'estrazione di acque sotterranee da falde profonde non ricaricabili, lo sfruttamento di diversi giacimenti di gas on-shore e off-shore, insieme alla crescita delle attività economiche nel bacino del Po sono ritenuti i maggiori responsabili del fenomeno (si veda ad esempio Cariminati *et al.*, 2002; Gambolati *et al.*, 1991). Nel 2005, Teatini *et al.* hanno prodotto una mappa georeferenziata dettagliata della subsidenza nella parte orientale della Pianura Padana per il periodo 1897-2002, sulla base delle principali indagini disponibili nella zona per l'ultimo secolo (IGM, Consorzio di Bonifica della Romagna, Servizio Geologico del comune di Ravenna, ARPA e ENI-E&P). Come mostrato in Fig. 1, gli abbassamenti del terreno negli ultimi cinquant'anni sono maggiori di 1 m su più di un terzo dell'area di studio, con punte superiori a 1,5

m su un'area di 10 km² tra il centro storico e la costa. Benché il tasso di abbassamento del terreno prima del 1950 possa essere considerato quasi costante (*Teatini et al.*, 2005), è stata scelta questa mappa come punto di partenza per analizzare il possibile ruolo della subsidenza nell'evoluzione del rischio alluvionale nel periodo 1897-2002.

3 TOPOGRAFIA DELL'AREA DI STUDIO: CONDIZIONI ATTUALI E DEM RICOSTRUITO

Disponendo di un modello digitale del terreno (DEM) con risoluzione 5 m della topografia attuale dell'area di interesse si è proceduto alla ricostruzione dell'andamento topografico storico (risalenti cioè al 1897), prima del verificarsi della subsidenza degli ultimi decenni. In particolare, si sono utilizzate le curve di subsidenza cumulata tra il 1897 e il 2002 descritte in *Teatini et al.* (2005) per modificare il corrente DEM, ottenendo in tal modo un secondo DEM (sempre a risoluzione 5 m) che descrive le quote del terreno nel 1897. Viene assunto che tra il 2002 e oggi non si sia verificato alcun cambiamento significativo nelle condizioni topografiche.

Data la limitata risoluzione spaziale dei due DEM (storico ed attuale), l'influenza delle infrastrutture principali sulle dinamiche di inondazione è stata considerata modificando la quota delle discontinuità in base alle reali caratteristiche topografiche degli elementi: le quote delle ferrovie sono state alzate di 1 m e quelle dei canali principali sono state abbassate di 1,5 m rispetto al piano campagna.

4 MODELLO NUMERICO 2D

Le simulazioni di allagamento sono state condotte utilizzando il modello idrodinamico bidimensionale TELEMAC-2D, già utilizzato in studi precedenti in contesti geografici simili, dimostrando di riprodurre con precisione le reali dinamiche di inondazione anche in presenza di topografie complesse (vedi per esempio, *Di Baldassarre et al.*, 2009a). Uno dei vantaggi di TELEMAC-2D è la possibilità di utilizzare maglie computazionali strutturate o non strutturate. Queste ultime, in particolare, forniscono una densificazione degli elementi triangolari in alcuni punti critici e permettono di descrivere al meglio le discontinuità topografiche che influenzano i processi di inondazione, come ad esempio canali, argini e rilevati stradali e ferroviari (*Domeneghetti*, 2014; *Di Baldassarre et al.*, 2009b), essenziali per rappresentare fedelmente la topografia del nostro caso di studio. TELEMAC-2D simula le dinamiche di inondazione nella zona di interesse ipotizzando la formazione di una breccia nell'argine sinistro del fiume Montone (vedi Fig. 1) come conseguenza del sormonto dell'argine.

Al fine di valutare il ruolo della subsidenza antropica rispetto ad altre alterazioni topografiche artificiali nella definizione del rischio alluvionale, indipendentemente da qualsiasi altro fattore, le simulazioni vengono effettuate considerando quattro scenari:

- Scenario A: topografia attuale senza infrastrutture;
- Scenario B: topografia attuale con le infrastrutture principali (canali, ferrovie, strade, ecc.);
- Scenario C: topografia ricostruita per il 1897 senza infrastrutture;
- Scenario D: topografia ricostruita per il 1897 con le infrastrutture principali.

5 RISULTATI E DISCUSSIONE

Per descrivere le dinamiche di allagamento nella zona di interesse si sceglie di focalizzare l'attenzione, per ogni scenario (A, B, C e D), sul massimo tirante (h) raggiunto in tutta la durata della simulazione.

La Fig. 1 mostra un esempio dei risultati in termini di aree significativamente allagate ($h \geq 10$ cm) in due diversi scenari: A e C (DEM attuale e DEM ricostruito per il 1897, entrambi senza infrastrutture). L'area blu indica la porzione di area allagata in entrambe le configurazioni topografiche, mentre le aree allagate solo nel 1897 o nella configurazione attuale sono indicate rispettivamente in verde e in rosso. Anche se l'estensione della zona blu risulta essere molto più grande di quelle verdi e rosse, è evidente che nello scenario attuale il rischio alluvionale interessa soprattutto l'area urbana della città di Ravenna, mentre nel 1897 erano le aree rurali nel lato orientale ad essere più a rischio di inondazione. La causa, come previsto, è l'abbassamento del terreno dovuto alla subsidenza antropica, che ha avuto il suo picco nel centro storico della città.

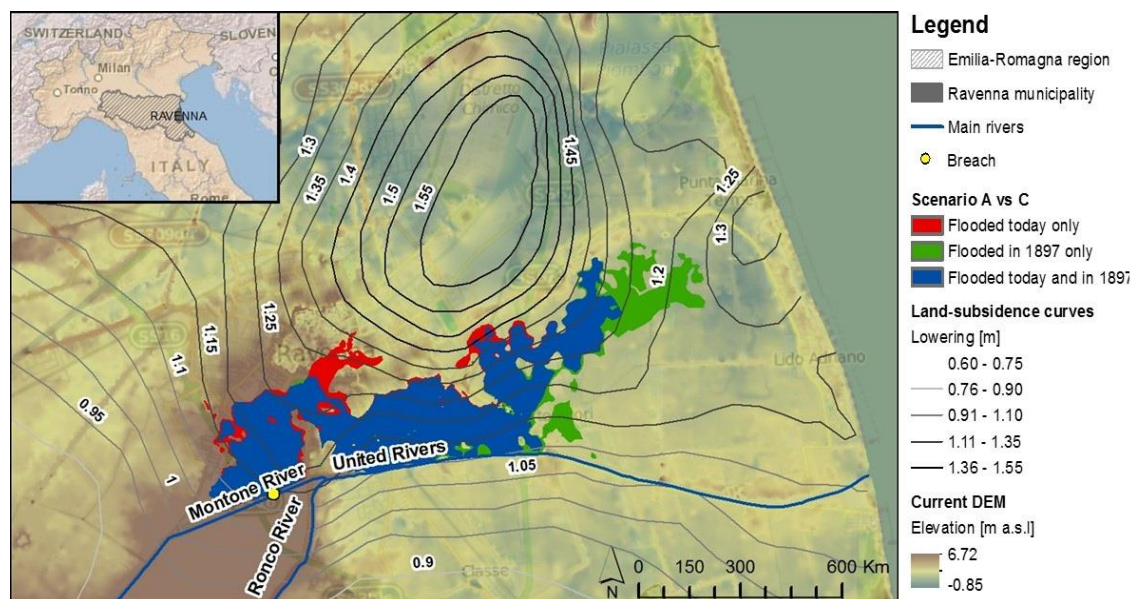


Figura 1. Area di studio e unione delle zone allagate negli Scenari A (DEM attuale senza infrastrutture) e C (DEM del 1897 senza infrastrutture): in blu sono indicate le aree allagate in entrambi gli scenari, in rosso e in verde, rispettivamente, le aree allagate esclusivamente nello Scenario A e nello Scenario C.

Utilizzando come estensione di riferimento l'unione delle aree significativamente allagate in tutti e quattro gli scenari (aree con $h \geq 10$ cm in almeno uno scenario), sono state calcolate le differenze di tirante (Δh) per tutte le coppie di scenari. Con riferimento quindi ad una specifica coppia di scenari, tali differenze possono essere analizzate in termini di probabilità di superamento (F) di una certa differenza Δh (Fig. 2, pannelli sinistro e destro). Linee molto schiacciate intorno a $\Delta h = 0$ in Fig. 2 indicano che i due scenari confrontati sono molto simili in termini di massimo tirante simulato. Le linee che si discostano da 0 per gran parte del loro tratto indicano scenari le cui simulazioni forniscono h significativamente diversi.

Un primo confronto, mostrato nel pannello sinistro della Fig. 2, è stato effettuato considerando lo Scenario B come scenario di riferimento, in quanto rappresenta la situazione più vicina alla realtà (DEM attuale e schematizzazione delle maggiori infrastrutture). I tiranti simulati in tutti gli altri scenari (A, C e D) sono quindi stati sottratti dal tirante simulato nello Scenario B, al fine di capire quale fosse lo scenario con maggiori differenze da quello reale in termini di rischio alluvionale. La linea nera rappresenta le differenze tra h negli scenari B e D (DEM del 1897 con le infrastrutture principali); la linea verde mostra il confronto tra gli scenari B e A (DEM attuale senza infrastrutture); la linea arancione rappresenta le differenze tra gli scenari B e C (topografia del 1897, senza infrastrutture): i risultati mostrano che considerando la subsidenza antropica nell'area di studio si ottengono tiranti molto simili a quelli che derivano dalla simulazione con il DEM attuale (linea nera). Solo l'11% dell'area di riferimento è interessata da Δh significativi, ossia maggiori di ± 10 cm, mentre nel restante 89% dall'area le differenze possono essere trascurate (cioè Δh inferiori a ± 10 cm, area tratteggiata in grigio). Per quanto riguarda il confronto tra gli scenari B e A (linea verde), la percentuale di area allagata con Δh trascurabile è pari al 39%, mentre nel restante 61% dell'area le differenze sono più significative. Sulla base di questi risultati è di nuovo piuttosto evidente come gli effetti della subsidenza differenziale sul rischio alluvionale dell'area di studio siano trascurabili rispetto all'impatto delle maggiori infrastrutture. Il confronto tra gli scenari B e C (linea arancione) mostra ancora una volta risultati molto simili.

Un secondo grafico, mostrato nel pannello destro della Fig. 2, mette a confronto le differenze in termini di massimo tirante dovute all'abbassamento del terreno (a partire sia dalla configurazione semplice che da quella in cui vengono considerate le principali infrastrutture, rispettivamente Scenari C-A e B-D) e le differenze dovute all'inserimento delle maggiori discontinuità del territorio (a partire sia dalla configurazione attuale, Scenari B-A, che da quella del 1897, Scenari D-C). I risultati confermano che i cambiamenti nella topografia del territorio associati alla costruzione delle principali infrastrutture influenzano maggiormente le dinamiche di inondazione rispetto a quanto attribuibile alla subsidenza antropica.

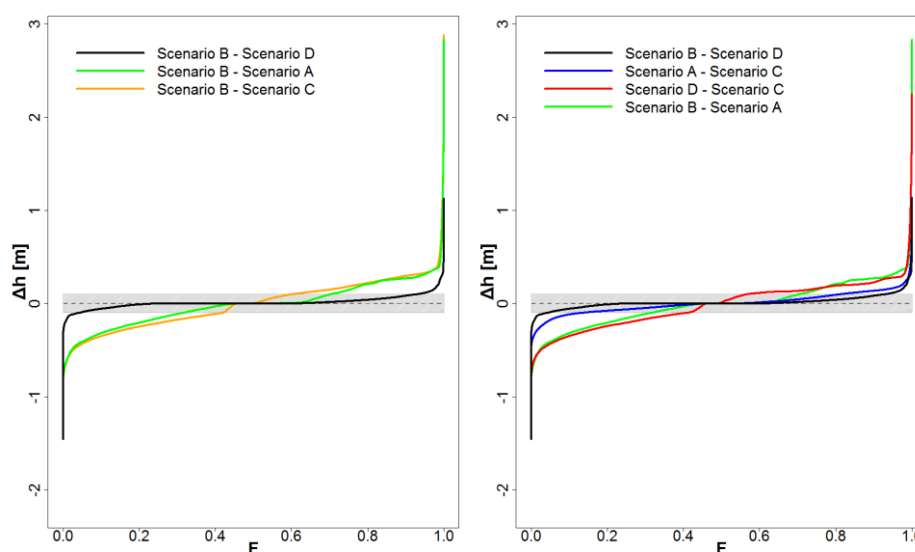


Figura 2. A sinistra: funzione di probabilità cumulata F delle differenze di tirante Δh per gli Scenari B-D (cioè il tirante dello Scenario B meno quello dello scenario D, linea nera), B-A (linea verde) e B-C (linea arancione); a destra: valori di F delle differenze di tirante Δh per gli Scenari B-D (linea nera), A-C (linea blu), D-C (linea rossa) e B-A (linea verde); l'area tratteggiata in grigio indica valori di Δh non significativi (compresi tra ± 10 cm).

6 CONCLUSIONI

L'analisi mostra che l'ingente e relativamente rapida subsidenza differenziale non sembra portare ad alterazioni significative per quanto riguarda il rischio alluvionale (considerando solo il massimo tirante come indicatore locale). Confrontando le differenze tra le simulazioni nella configurazione attuale e del 1897 con quelle tra le configurazioni in presenza o meno di infrastrutture, si vede che fattori come la costruzione di canali e rilevati stradali hanno un impatto maggiore sul rischio alluvionale rispetto alla subsidenza antropica.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bouwer, L.M., Bubeck, P., and Aerts, J.C.J.H.: Changes in future flood risk due to climate and development in a Dutch polder area. *Glob. Environ. Change* 20 (3), 463–471, 2010.
- Carminati, E., and Martinelli, G.: Subsidence rates in the Po Plain, northern Italy: the relative impact of natural and anthropogenic causation. *Engineering Geology*, 66 (3-4), 241–255, 2002.
- Di Baldassarre, G., Castellarin, A., Montanari, A., and Brath, A.: Probability weighted hazard maps for comparing different flood risk management strategies: a case study. *Natural Hazards, Special Issue on Modeling and simulation of dangerous phenomena, and innovative techniques for hazard mapping and mitigation*, 50(3), 479–496, 2009a
- Di Baldassarre, G., Castellarin, A., and Brath, A.: Analysis of the effects of levee heightening on flood propagation: example of the River Po, Italy, *Hydrological Sciences Journal*, 54 (6), 1007–1017, 2009b
- Di Baldassarre, G., Kooy, M., Kemerink, J.S., and Brandimarte, L.: Towards understanding the dynamic behaviour of floodplains as human–water systems. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 17 (8), 3235–3244, 2013.
- Domeneghetti A.: Effects of minor drainage networks on flood hazard evaluation; *Evolving Water Resources Systems: Understanding, Predicting and Managing Water–Society Interactions*, Proceedings of ICWRS2014, IAHS Publ. 364, pp. 192–197, Bologna, Italy, 2014
- Domeneghetti A., Carisi, F., Castellarin, A., and Brath, A.: Evolution of flood risk over large areas: Quantitative assessment for the Po river, *Journal of Hydrology*, 527, 809–823, 2015
- Gambolati, G., Ricceri, G., Bertoni, W., Brighenti, G., and Vuillermin, E.: Mathematical simulation of the subsidence of Ravenna, *Water Resour. Rec.*, 27 (11), 2899–2918, 1991.
- Montanari, A., Ceola, S., and Baratti E.: An evolving scientific decade with a focus on water systems, in *Evolving Water Resources Systems: Understanding, Predicting and Managing Water–Society Interactions*, IAHS Publ., vol. 364, edited by A. Castellarin, 560 pp., Int. Assoc. of Hydrol. Sci., Wallingford, U. K., 2014.
- Teatini, P., Ferronato, M., Gambolati, G., Bertoni, W., and Gonella, M.: A century of land subsidence in Ravenna, Italy. *Environmental Geology*, 47(6), 831–846, 2005.
- Sivapalan, M., Savenjie, H. G., and Blöschl, G.: Socio-hydrology: A new science of people and water, *Hydrol. Proc.*, 26, 1270–1276, 2012.

SMALL-SCALE PIPING EXPERIMENTS IN HETEROGENEOUS SANDS

Giacomo Negrinelli¹, Vera M. van Beek² & Roberto Ranzi³

(1) Studio Frosio S.r.l. (previously Università degli Studi di Brescia); (2) Department of Geo-engineering, Deltares; (3) DICATAM, Università degli Studi di Brescia

KEY POINTS

- Backward erosion piping is a dominant failure mechanism for levees that determines uncertainty in residual flooding hazard and risk mapping
- The occurrence of piping through the levee foundation can be predicted using the Sellmeijer model, which is developed and validated only for homogeneous granular layers
- Small-scale laboratory experiments indicated a substantial increase of piping resistance in heterogeneous sand samples with micro- and macro-scale variation of properties in the pipe path

1 INTRODUCTION

Backward erosion piping is an internal erosion mechanism whereby shallow pipes are formed in the granular foundation of a water-retaining structure due to the removal of sand particles under the action of the seepage flow. Backward erosion piping is one of the most dominant failure mechanisms for river levees (Colleselli, 1994). Several levee failure events have been attributed to piping (Yao *et al.*, 2009; Vrijling, 2010; Calabresi *et al.*, 2013), determining uncertainty in residual flooding hazard and risk mapping (Mazzoleni *et al.*, 2014).

The occurrence of piping through the levee foundation can be predicted, for instance, using the Sellmeijer model (Sellmeijer *et al.*, 2011). The Sellmeijer model can estimate the critical hydraulic head across the levee that causes the complete development of the pipe leading to failure. The Sellmeijer model is developed and validated only for homogeneous granular layers. However, the subsurface encountered below levees can be far from homogeneous because variation in soil characteristics from micro-scale to macro-scale is common in the field due to the complexity of the geology of the shallow subsurface of river systems.

Previous laboratory tests (Van Beek *et al.*, 2008; Van Beek *et al.*, 2015a) have been performed using sand samples characterized by variation of properties in the path of the pipe like grain size and relative density. They have indicated a substantial increase of piping resistance of the sandy aquifer, which has not been predicted by the Sellmeijer model. In this paper small-scale experiments carried out at the Deltares geotechnical laboratory are described in order to have insight in the effect of micro-scale and macro-scale heterogeneity on progression of pipe development.

2 METHOD

The process of backward erosion piping in heterogeneous sand samples was investigated by means of small-scale experiments with circular outlet configuration, which have been described in detail in Van Beek

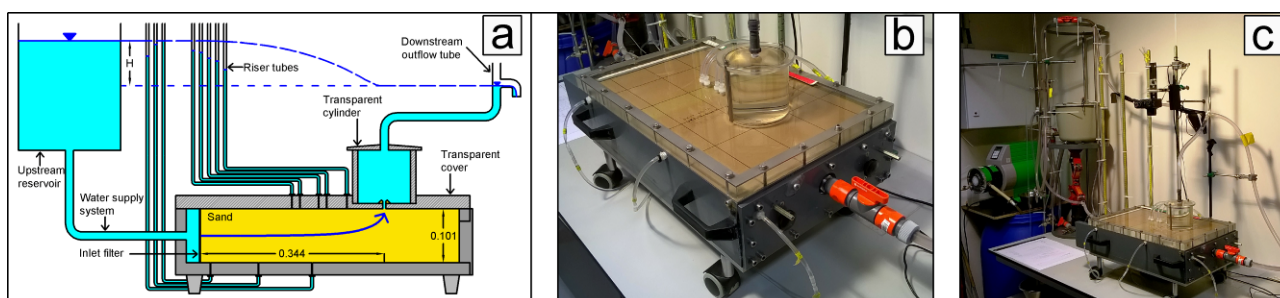


Figure 1. Small-scale experimental setup.

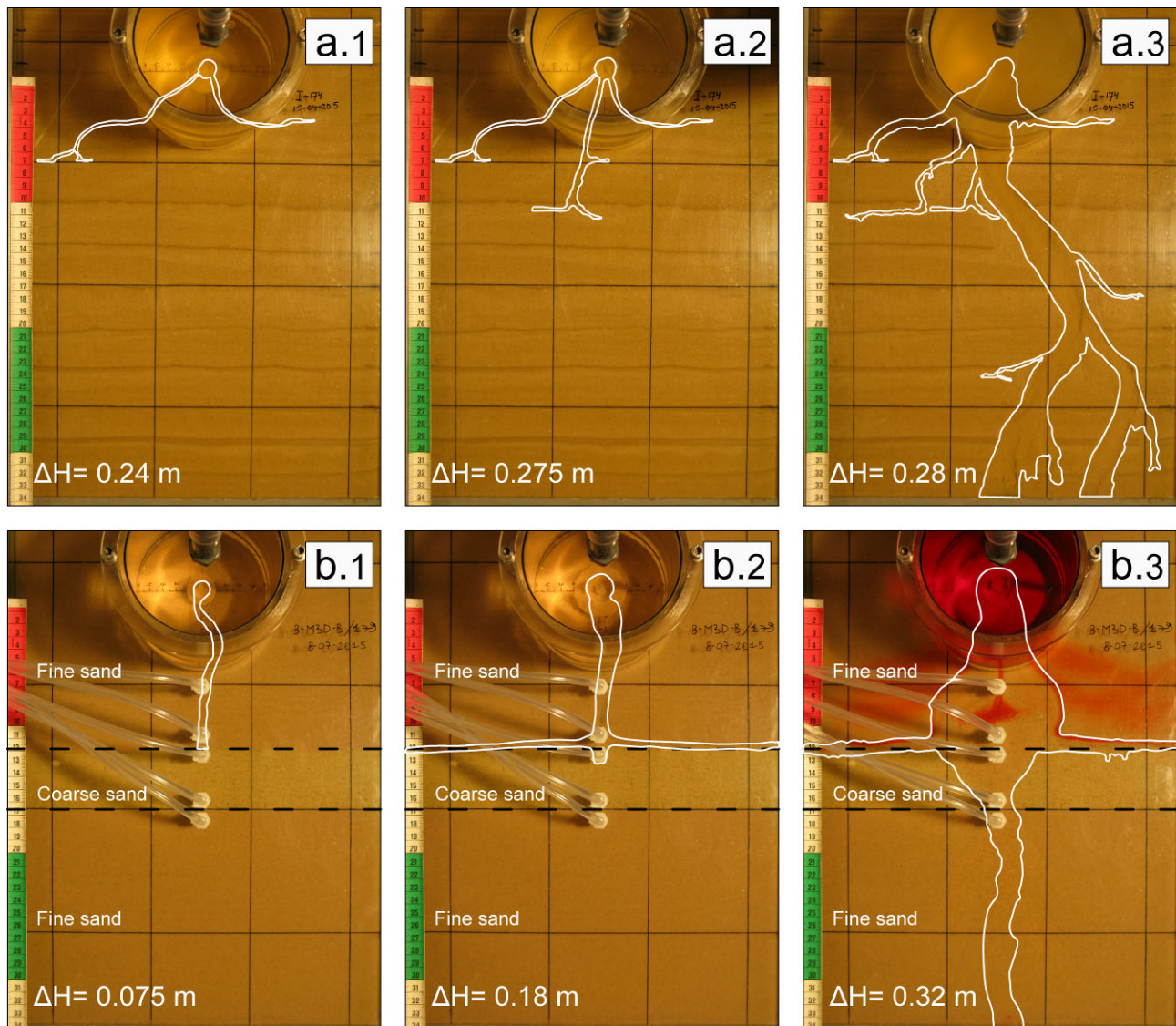


Figure 2. Area of the sample affected by piping at different stages of pipe development for a micro-scale (a) and a macro-scale (b) heterogeneity experiment (respectively, test I-174 and B-M3D-B-179).

et al. (2015a). The experiments were performed using a setup consisting of a rigid box filled with sand, a water supply system and several riser tubes to measure pore pressure at various locations in the sand sample (Fig. 1). The sand box was subjected to a horizontal hydraulic gradient and during the test the hydraulic head over the sand sample was raised stepwise until the process of piping was observed through a transparent cover. All the experiments were prepared using the wet method described by *Van Beek et al.* (2015a) and the preparation technique described by *De Lange et al.* (2016) in order to obtain a fully saturated and dense (bulk relative density $RD > 85\%$) heterogeneous sand sample.

Two series of experiments were performed. In the first series the effect of micro-scale heterogeneity on piping was investigated. In the field micro-scale variations are naturally present resulting in local differences of sand properties in the path of the pipe. These variations were reproduced in laboratory preparing a sand sample in which a sequence of layers with small variation in sand properties was created perpendicular to the direction of the seepage flow. One test was performed using Enschede sand ($d_{70} = 0.431$ mm and $d_{60}/d_{10} = 1.6$) while two other tests were performed using Itterbeck mixture 2 sand ($d_{70} = 0.203$ mm and $d_{60}/d_{10} = 3.2$).

In the second series the objective was to investigate the effect of macro-scale heterogeneity on the progression of pipe development. In the field, macro-scale heterogeneity can be caused by the presence of coarse granular lenses in the levee subsurface or it may also correspond to the situation in which a coarse

Exp. no.	Type of heterogeneity	Sand type		Permeability: m/s		RD		i_{crit}
		Fine sand	Coarse sand	K_{fine}	K_{coarse}	RD_{fine}	RD_{coarse}	
E-173	Micro-scale	Enschede sand		4.83E-04		0.90		0.33
I-174	Micro-scale	Itterbeck mixture 2		2.49E-05		0.85		0.81
I-175	Micro-scale	Itterbeck mixture 2		2.15E-05		0.87		1.19
B-SZ-B-176	Macro-scale	Baskarp	Itterbeck 431 μm	6.07E-05	1.03E-04	0.92	0.90	0.80
B-SZ-B-177	Macro-scale	Baskarp	Itterbeck 431 μm	5.81E-05	1.00E-04	0.97	0.87	1.08
B-SZ-B-178	Macro-scale	Baskarp	Itterbeck 431 μm	5.85E-05	1.03E-04	0.90	0.95	1.16
B-M3D-B-179	Macro-scale	Baskarp	Itterbeck 333 μm	6.13E-05	1.19E-04	0.90	0.95	0.93
B-M3D-B-180	Macro-scale	Baskarp	Itterbeck 333 μm	5.56E-05	1.19E-04	0.90	0.95	1.42

Table 1. Overview of experimental results.

sand barrier is installed underneath a levee as a piping prevention measures (Van Beek *et al.*, 2015b). Macro-scale heterogeneity was reproduced preparing a sample consisting of homogeneous fine sand with an intermediate zone of homogeneous coarse sand. Fine Baskarp sand ($d_{70}=0.140$ mm and $d_{60}/d_{10}=1.5$) was used in all the tests. Three tests were performed using an intermediate zone of medium coarse Itterbeck 431 μm sand ($d_{70}=0.505$ mm and $d_{60}/d_{10}=2.6$) while in two other tests the intermediate zone was made of medium coarse Itterbeck 333 μm sand ($d_{70}=0.349$ mm and $d_{60}/d_{10}=2.1$). As suggested by Koelewijn *et al.* (2014), filter criteria were adopted in order to verify for each experiment with macro-scale heterogeneity if the intermediate coarse sand layer had sufficient permeability, if it could retain the finer fraction of the sand sample and if it was internally stable. The first two criteria have been described by Terzaghi and given by CUR (2010) as $d_{15C} \geq 5d_{15F}$ and $d_{15C} \leq 5d_{85F}$, respectively, where the subscript C stands for the coarse sand of the intermediate layer and the subscript F for fine sand. Internal stability has been investigated by Burenkova (1993), whose findings can be formulated as the inequality:

$$0.76 \log \left(\frac{d_{90}}{d_{15}} \right) + 1 < \left(\frac{d_{90}}{d_{60}} \right) < 1.86 \log \left(\frac{d_{90}}{d_{15}} \right) + 1 \quad (1)$$

While for all the tests the sand sample met the retention and internal stability criteria, the permeability criterion was not satisfied and for this reason, according to CUR (2010), progressive accumulation of fines was likely to be expected in the pores of the coarse sand layer at the upstream interface.

3 RESULTS

Overview of the experiments is presented in Table 1. Photos of different stages of pipe development during the experiments are shown in Figure 2.

Photos show that progression of pipe development was influenced by micro-scale heterogeneity. It was found that experiments with a layered sand sample resulted in a critical gradient higher than the one of homogeneous equivalent experiments described in Van Beek *et al.* (2015a). It was noted that, in micro-scale heterogeneity experiments on non-uniform sand type, greater layering and low permeability was observed, leading to a larger increase of strength of the sand sample.

Photos show that progression of pipe development was influenced by macro-scale heterogeneity. In each test, pipe progression was interrupted at the downstream interface between fine and coarse sand and, until a significant head increase didn't occur, the pipe developed adjacent to the interface. It was found that in case of heterogeneous experiments the critical head for the complete progression of the pipe was larger compared to the results of homogeneous equivalent tests performed by Van Beek *et al.* (2015a), although it was noted that at the beginning of the experiments the pipe developed in the downstream fine sand layer at a lower head drop. It was noted that, although a correlation between piping resistance and grain size of the intermediate coarse sand layer was expected, the final critical head was strongly affected by different erosion patterns occurred in experiments with same characteristics.

4 DISCUSSION

The effect of micro-scale heterogeneity on the piping process could be explained considering that, in a layered sand sample, layers of fines with higher relative density led to local decrease of permeability and layers with relatively coarse grains were more difficult to erode, according to *Van Beek et al.* (2015a).

The effect of macro-scale heterogeneity on the piping process could be explained considering that, according to *Van Beek et al.* (2015a), the presence of the intermediate coarse sand layer resulted in a large increase of strength of the sand sample because, when the layer with coarser grains was encountered by the pipe, a larger zone needed to be fluidized upstream the pipe tip. Therefore, lengthening was interrupted and pipe formation occurred in direction perpendicular to the layer interface through fine sand until the overall head was such that the local gradient in the coarse sand upstream the pipe was high enough to cause erosion.

5 CONCLUSION

Small-scale piping experiments on heterogeneous sand samples revealed that variation of sand properties in the path of the pipe caused by micro-scale and macro-scale heterogeneity has a significant influence on the progression of pipe development, increasing the piping resistance of the sandy aquifer.

Further research is required to allow for the modelling of backward erosion piping in heterogeneous sands in order to include the effect of natural variation in soil properties on piping in the safety assessment of water-retaining structures and to develop innovative piping prevention measures.

REFERENCES

- Burenkova, V.V. Assessment of suffusion in noncohesive and graded soils, *Filters in geotechnical and hydraulic engineering*, ed. Brauns, Heibbaum & Schuler, Balkema, Rotterdam, 1993, 357-360.
- Calabresi, G., Colleselli, F., Danese, D., Giani, G., Mancuso, C., Montrasio, L., Nocilla, A., Pagano, L., Reali, E. & Sciotti, A. Research study of the hydraulic behaviour of the Po River embankments, *Canadian Geotechnical Journal*, 2013, 50(9), 947-960.
- Colleselli, F. *Geotechnical problems related to river and channel embankments*, Springer, Rotterdam, 1994.
- CUR. CUR 233: Interface stability of granular filter structures, Gouda, 2010.
- De Lange, D.A., Van Beek, V.M., Schenkeveld, F.M., Van der Linden, T.I. & Negrinelli, G. Preparation techniques for unconventional sand samples, *Proceedings of the 3rd European Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, 2016.
- Koelewijn, A.R., De Vries, G., Van Lottum, H., Förster, U., Van Beek, V.M. & Bezuijen, A. Full-scale testing of piping prevention measures: three tests at the IJkdijk, *Proceedings of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, 2014, 891-897.
- Mazzoleni, M., Bacchi, B., Barontini, S., Di Baldassarre, G., Pilotti, M. & Ranzi, R. Flooding hazard mapping in floodplain areas affected by piping breaches in the Po River, Italy, *Journal of Hydrologic Engineering*, 2014, 19(4), 717-731.
- Sellmeijer, J.B., López De La Cruz, J., Van Beek, V.M. & Knoeff, J.G. Fine-tuning of the backward erosion piping model through small-scale, medium-scale and IJkdijk experiments, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2011, 15(8), 1139-1154.
- Van Beek, V.M., Koelewijn, A.R., Kruse, G., Sellmeijer, J.B. & Barends, F. Piping phenomena in heterogeneous sands - experiments and simulations, *Proceedings of the 4th International Conference on Scour and Erosion*, 2008, 453-459.
- Van Beek, V.M., Van Essen, H., Vandenboer, K. & Bezuijen, A. Developments in modelling of backward erosion piping, *Géotechnique*, 2015a, 65(9), 740-754.
- Van Beek, V.M., Koelewijn, A.R., Negrinelli, G. & Förster, U. A coarse sand barrier as an effective piping measure, *Geotechniek* (September 2015), 2015b, 4-7.
- Vrijling, J.K. *Piping: Realiteit of Rekenfout?*, Rijkswaterstaat, Waterdienst, 2010.
- Yao, Q., Xie, J., Sun, D. & Zhao, J. Data collection of dike breach cases of China, *Sino-Dutch Cooperation Project Report*, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2009.

VERSO UN MODELLO DI GESTIONE DEL RISCHIO ARGINALE

Manuela Colman¹, Andrea Di Grazia¹, Giovanni Michelazzo¹, Francesca Quilici¹ & Stefano Sadun¹

(1) Autorità di Bacino pilota del fiume Serchio

ASPETTI CHIAVE

- *Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del fiume Serchio è l'occasione per impostare un unico modello di gestione del rischio arginale che strutturi sinergiche strategie di mitigazione*
- *Nel modello di gestione del rischio arginale si propongono filiere di azioni e di gestione differenziate a seconda che le arginature siano o meno certificate*
- *Le strategie di gestione del rischio per collasso arginale possono basarsi sui risultati idrodinamici di modelli numerici con i quali pervenire alla definizione di fasce di rispetto arginale*

1 PREMESSA

La Direttiva Europea 2007/60/CE ha istituito un quadro unitario per la valutazione e la gestione dei rischi da alluvione ed ha richiesto agli Stati Membri di definire opportune strategie di mitigazione mediante il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (nel seguito “PGRA”), la cui redazione è stata, in Italia, affidata alle Autorità di Bacino e alle Regioni coordinate dal Dipartimento Nazionale della Protezione Civile, ognuno per la parte di propria competenza. In tale prospettiva l’Autorità di Bacino del fiume Serchio ha redatto nel dicembre 2015 il Piano di Gestione per il territorio di propria competenza, analizzando pericolosità e rischio presenti sul territorio e individuando obiettivi e misure per specifici ambiti territoriali. Tra le problematiche evidenziate si annoverano le criticità degli argini di Serchio, affluenti e lago di Massaciuccoli, che hanno più volte determinato eventi alluvionali per sormonto e/o collasso apportando ingenti danni sul territorio.

La vulnerabilità del sistema arginale del Serchio risulta determinante nel basso corso, caratterizzato da arginature pensili e a lungo impegnate dai livelli di piena, e può causare esondazioni anche per scenari a moderato tempo di ritorno come accaduto nell’evento 2009 (*CFRToscana & ADBSerchio*, 2010) in seguito al quale le province di Lucca e Pisa hanno realizzato interventi finanziati da Stato e Regione per il miglioramento delle caratteristiche strutturali su tratti prioritari individuati con una campagna di indagini geotecniche in collaborazione con l’Università di Pisa. In quest’ottica il PGRA delinea gli ulteriori interventi per il progressivo adeguamento. Significativa è anche la situazione degli argini del lago di Massaciuccoli, nel quale le problematiche geotecniche, idrogeologiche e geomorfologiche sono amplificate a causa dell’evoluzione storica subita dal territorio e della conformazione morfologica circostante, con il lago in posizione pensile sui territori limitrofi anche di 4 m e drammatiche conseguenze in caso di rottura arginale.

La complessità delle problematiche, l’estensione delle criticità e la quantità di elementi a rischio in aree limitrofe alle arginature fluviali e lacuali porta a chiedersi quali strategie sostenibili possano essere perseguite per la difesa di territori urbanizzati con pianificazioni spesso poco lungimiranti. Il PGRA è l’occasione per riflettere su tali tematiche e per impostare un percorso di largo respiro sulla gestione del rischio associato ai sistemi arginali. Tale riflessione viene trattata nella presente memoria con l’auspicio di stimolare approcci condivisi, nella consapevolezza che una gestione efficace ed ottimale del rischio può essere conseguita solo tramite il concorso sinergico di tutti i soggetti presenti sul territorio.

2 LA GESTIONE DEL RISCHIO IDRAULICO ASSOCIATO ALLE ARGINATURE

La comunità di enti pubblici, enti di ricerca, realtà territoriali locali e singoli cittadini ha dovuto più volte confrontarsi con le fragilità arginali su tutto il territorio nazionale: in svariati casi si è assistito ad inondazioni per il collasso di argini che teoricamente non avrebbero dovuto cedere. L’esperienza pratica e la rilevanza dei danni socio-economici hanno portato a prendere consapevolezza che è necessario approfondire, migliorare e mantenere nel tempo un’adeguata conoscenza di queste opere idrauliche nell’ottica di una loro ottimale gestione. Nella realtà la risposta più frequente agli eventi si concretizza nel superamento in tempi brevi dell’emergenza, puntando a risolvere criticità locali senza impostare un approccio globale al problema. In questo senso appaiono promettenti gli sviluppi di alcune tecniche di indagine (*Choung*, 2014) applicabili a

scala di tratto e integrabili con tecniche tradizionali. La gestione dei territori a tergo degli argini è particolarmente delicata in quanto, se da una parte la conoscenza e la modellazione dei fenomeni di rottura arginale progredisce (ASCE, 2011) seppur con incertezze tuttora non trascurabili, dall'altra non si è ancora giunti a stabilire come integrare tali analisi in una pianificazione condivisa per il governo di quei territori il cui danno potenziale è paradossalmente aumentato in virtù della realizzazione degli argini (il “levee effect” definito da *Tobin*, 1995). Si hanno così tre ambiti da mettere in piena sinergia per una gestione ottimale:

- ambito delle attività conoscitive e della pianificazione;
- ambito della programmazione e attuazione degli interventi strutturali e di manutenzione delle opere;
- ambito dell'allertamento, del pronto intervento idraulico e della protezione civile.

In coerenza con la logica indicata dalla Direttiva “Alluvioni”, il PGRA del fiume Serchio sviluppa la presente riflessione al fine di individuare le strategie di prevenzione, protezione, preparazione e ripristino in un unico modello di gestione del rischio arginale da implementarsi a scala di bacino (figura 1).

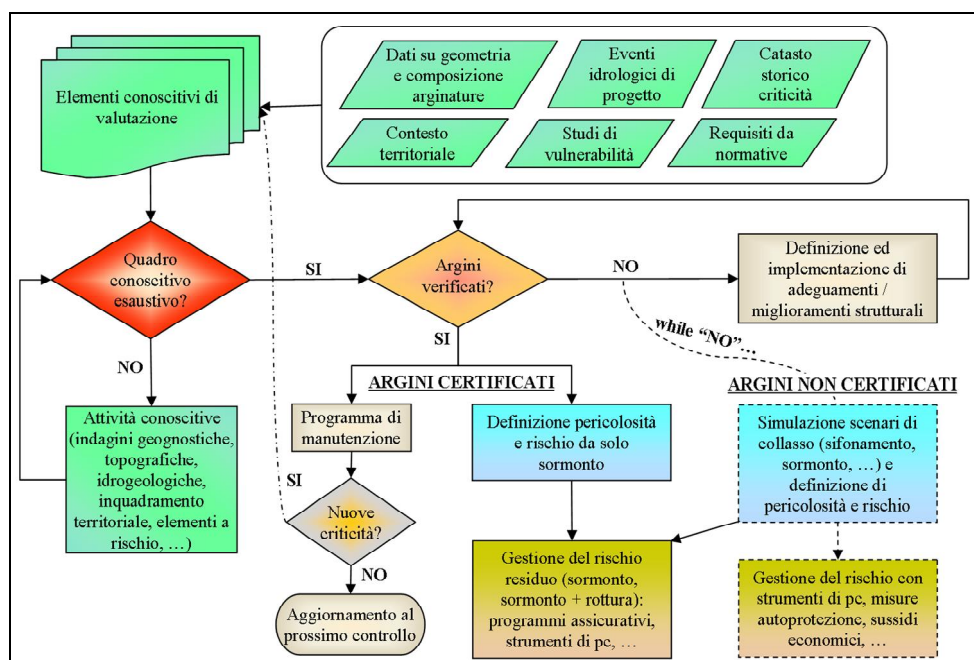


Figura 1. Schema concettuale per un modello di gestione del rischio idraulico associato alle arginature.

2.1 Step 1: il quadro conoscitivo

Il primo passo per una gestione integrata delle criticità arginali è raccogliere l'insieme di conoscenze, dati e strumenti a disposizione per la definizione di un quadro conoscitivo il più possibile dettagliato ed esaustivo delle problematiche attuali. La raccolta dei dati dovrebbe riguardare almeno i seguenti aspetti:

- caratteristiche geometriche, stratigrafiche e geotecniche del corpo arginale e della fondazione e caratteristiche idrogeologiche del territorio a campagna;
- definizione degli eventi idrologico/idraulici di progetto idonei alla verifica/progettazione delle strutture arginali (compresi eventi reali che hanno cimentato in maniera gravosa le arginature);
- catasto storico: raccolta di informazioni relative a criticità riscontrate sui tratti arginati (cedimenti, erosioni, collassi, apertura di brecce, ...), ad eventi alluvionali e a danni provocati sul territorio;
- requisiti imposti dalle normative tecniche di settore per le verifiche delle opere (NTC, ...);
- studi di vulnerabilità arginale: analisi della propensione dei rilevati a crollare in seguito a fenomeni di erosione esterna, interna e instabilità di massa (URBAT, 2013; Michelazzo et al. 2014; Camici et al., 2015);
- contestualizzazione territoriale: individuazione di elementi e beni a rischio in caso di sormonto e di collasso delle arginature tramite adeguate simulazioni idrauliche e mappature di pericolosità e rischio.

Tali elementi conoscitivi consentono di valutare lo stato di efficienza di un'arginatura e andrebbero raccolti in un database nazionale (Barbetta et al., 2015). Se i dati raccolti non descrivono esaustivamente stato attuale, storia e condizioni insistenti sul tratto arginato, sarà necessario integrare/aggiornare il quadro mediante indagini specifiche. In questa fase, è dunque importante stabilire il grado di dettaglio necessario per un'opportuna valutazione dell'adeguatezza dell'opera ai carichi previsti ed al contesto territoriale esistente.

2.2 Step 2: la certificazione arginale

Constatato un sufficiente dettaglio conoscitivo sull'arginatura, si può valutarne l'idoneità al contenimento della piena di progetto sulla base delle sollecitazioni e del grado di sicurezza da adottare. Preme sottolineare che gli eventi idrologici dovranno essere scelti considerando non solo la verifica per sormonto, ma anche scenari con livelli idrometrici contenuti ma più prolungati nel tempo o successioni di onde di piena, maggiormente gravosi per erosione interna e stabilità (Bogdanowicz et al., 2014). In analogia con l'approccio statunitense (FEMA, 2015), la verifica dell'arginatura consentirà di "certificarne" l'idoneità a sostenere determinati carichi. È da sottolineare come la normativa sulle opere idrauliche sia carente in termini di indicazioni e requisiti di verifica, con la conseguente assunzione di margini di sicurezza soggettivi a scapito di un omogeneo grado di protezione degli elementi a rischio difesi dalle arginature stesse.

2.3 Step 3: la filiera di gestione del rischio per argini certificati

Il rischio idraulico connesso con le arginature "certificate" potrà essere gestito secondo uno schema che, di fatto, è ad oggi vigente nei Piani di Bacino. Gli enti con funzione di studio/pianificazione caratterizzano le aree inondabili per determinati scenari e individuano gli elementi vulnerati. Nel caso di arginature certificate appare ragionevole proporre che le analisi idrauliche finalizzate alla pianificazione territoriale vengano svolte, in continuità con quanto fino ad oggi assunto per la maggior parte del reticolo idraulico, nell'ipotesi di argini tracimabili ma non collassabili e quindi considerando il rischio idraulico dovuto al solo sormonto. L'eventualità che il sistema arginale venga tracimato e che collassi durante il sormonto (se la resistenza alla tracimazione non è un requisito di verifica) potrà essere gestita come rischio residuo mediante una molteplicità di azioni (programmi assicurativi, pratiche di autoprotezione, piani di protezione civile). Funzionalità e caratteristiche di resistenza delle arginature dovranno essere garantite mediante apposito programma di manutenzione che si comporrà anche di sopralluoghi periodici. In caso di nuove criticità (dissesti, movimenti di massa, filtrazioni, tane di animali, ...), il quadro conoscitivo andrà aggiornato e le arginature dovranno essere sottoposte a nuova verifica e ai necessari interventi di adeguamento.

2.4 Step 4: la filiera di gestione del rischio per argini non certificati

Le arginature non rispondenti ai requisiti di verifica non potranno essere ritenute certificate, ma l'analisi svolta dovrebbe individuare le criticità ed orientare gli adeguamenti/miglioramenti necessari. Nel frattempo che gli interventi vengono realizzati, è necessario proporre una filiera "transitoria" di gestione del rischio che dovrà contemplare la possibilità di cedimenti arginali anche per eventi meno gravosi di quello di progetto. Tale casistica necessita di una riflessione profonda e condivisa, date le pesanti implicazioni sul territorio: la delimitazione della pericolosità dovrebbe infatti avvenire simulando non solamente scenari di puro sormonto, ma anche quelli connessi con la rottura a causa dei principali meccanismi di collasso (CIRIA et al., 2013). Se per l'analisi di sormonto si hanno metodologie condivise, lo stesso non può dirsi per il rischio da collasso, che richiede una procedura più complessa e caratterizzata da incertezze ancora maggiori nella quale combinare modelli di vulnerabilità arginale, di apertura della breccia e di propagazione dell'esondazione.

Il risultato cui pervenire è una mappatura di pericolosità involuppo delle casistiche considerate, con cui gestire un rischio di collasso non più "residuo". Tali mappature saranno anche recepibili per la gestione delle arginature certificate e potranno supportare la definizione di una *fascia di rispetto arginale* ove limitare il consolidamento di elementi a rischio. Questa Autorità di Bacino ha effettuato analisi preliminari degli effetti di rotte arginali mediante un modello disaccoppiato (1D per alveo e idrogramma di uscita dalla rotta e 2D per propagazione nella piana inondabile), stimando le zone di deflusso pericolose per l'incolumità pubblica (figura 2): i casi studio mostrano che le variabili idrodinamiche velocità V e battente H assumono valori sopra la soglia di stabilità fisica di persone adulte ($V \times H \geq 1.2 \text{ m}^2/\text{s}$, $H \geq 1.2 \text{ m}$ o $V \geq 3 \text{ m/s}$ secondo Cox et al., 2010) per fasce di centinaia di metri dall'argine, che trovano conferme empiriche nell'evento del 2009.

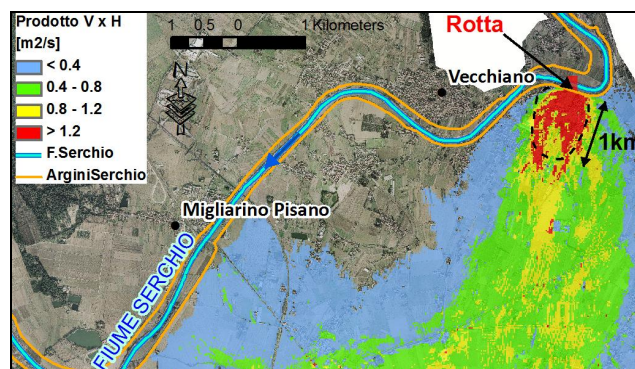


Figura 2. Mappatura degli effetti dinamici simulati per rottura di un argine di Serchio (valori del prodotto velocità per battente).

3 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente memoria imposta un modello di gestione del rischio idraulico connesso con i rilevati arginali che inquadra un insieme di azioni di varia natura in un unico schema procedurale. D'altronde il modello proposto non può ritenersi esaustivo di tutte le problematiche presenti sugli argini dovute sia a questioni di carattere generale che a specifiche condizioni locali, per le quali si ritiene utile fornire ulteriori spunti di riflessione anche attingendo all'esperienza di questo Ente:

- *Validità temporale della certificazione arginale*: in particolari contesti geotecnici la struttura arginale induce fenomeni di assestamento nel substrato con conseguenti abbassamenti delle quote arginali, per cui la certificazione dovrà avere una validità limitata nel tempo in quanto le condizioni inizialmente attestate possono modificarsi anche nell'intervallo di pochi anni;

- *Gestione specifica per arginature lacuali*: sarebbe necessario un percorso specifico per le arginature lacuali, che, sebbene quasi sempre assimilate ad argini fluviali, manifestano peculiarità e problematiche più prossime alle dighe in terra (persistenza temporale dei livelli idrici e corrispondente saturazione arginale);

- *Incompatibilità tra esigenze idrauliche e ambientali*: la sicurezza idraulica degli argini richiede una gestione che può entrare in conflitto con aspetti di natura ambientale. Ad esempio, la presenza di determinate specie faunistiche può inficiare la sicurezza delle arginature con tane e si pone il problema di trovare un equilibrio tra mantenimento delle capacità di resistenza arginale e qualità/varietà dell'ecosistema ripario;

- *Insostenibilità del rischio*: è necessario prendere coscienza di situazioni in cui gli scenari d'esondazione mal si conciliano con la gestione del rischio di perdita di vite umane (territori depressi, zone golenali, ...). In tali casi l'unica soluzione è l'eliminazione del rischio mediante significativi interventi strutturali o, in caso questi non siano sostenibili dal punto di vista economico e/o ambientale, la delocalizzazione dei beni esposti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- ASCE/EWRI Task Committee on Dam/Levee Breaching. Earthen Embankment Breaching, J. Hydraul. Eng., 2011, 1549-1564.
- Barbetta, S., Camici, S., Maccioni, P. & Moramarco, T. National Levee Database: monitoring, vulnerability assessment and management in Italy, Proceedings of EGU General Assembly, 2015, Vol. 17.
- Bogdanowicz, E., Strupczewski, W.G., Kochanek, K. & Markiewicz, I. Flood Risk for Embanked Rivers, J.G.E.P., 2014, 2, 135-143.
- Camici, S., Barbetta, S. & Moramarco, T. Levee body vulnerability to seepage: the case study of the levee failure along the Foenna stream on 1 January 2006 (central Italy), Journal of Flood Risk Management, 2015.
- CFRToscana & ADBSerchio. Sull'evento alluvionale registrato nei giorni 24-25 dic. 2009 nel Bacino del Fiume Serchio, 2010.
- Choung, Y. Mapping Levees Using LiDAR Data and Multispectral Orthoimages in the Nakdong River Basins, South Korea, Remote Sens. 2014, 6, 8696-8717.
- CIRIA, Ministry of Ecology & USACE. The International Levee Handbook, CIRIA, 2013, ISBN: 978-0-86017-734-0.
- Cox, R.J., Shand, T.D. & Blacka, M.J. Appropriate safety criteria for people, Report No. P10/S1/006, AR&R, 2010.
- Federal Emergency Management Agency FEMA. Final Levee Analysis and Mapping Approach, 2015.
- Michelazzo G., Paris, E. & Solari, L. Una nuova metodologia di analisi della vulnerabilità arginale, Atti IDRAXXIV, Bari, 2014.
- Tobin, G.A. The levee love affair: A stormy relationship, Water Resour. Bull., 1995, 31, 359-367.
- URBAT. Sviluppo ed applicazione di metodologia d'indagine unitaria a scala regionale per valutare stato di efficienza delle strutture arginali fluviali e per verifica della suscettibilità al collasso durante eventi di piena, RTI Hydrogeo-Canuti-Ghinelli, 2013.

FLOOD EVACUATION PLAN AS SUPPORT FOR FLOOD DISASTERS MANAGEMENT

Sara Frongia¹, Giovanni M. Sechi¹

(1) DICAAR Dept. of Civil and Environmental Engineering and Architecture-University of Cagliari, 09123 Cagliari, Sardinia, Italy

KEY POINTS:

- *Flood emergency evacuation Plans support the Civil Protection Agency during flood events defining people evacuation path, behaviour and movement during emergency evacuation.*
- *Two-dimensional hydraulic models describing water depths and velocities development provide a better comprehension of flood event advancement underlying critical points location in the territory.*
- *The results of flood evacuation simulation supplies relevant data to compute potential flood damage, tangible and intangible, and assists the Authorities to define flood mitigation measures.*

1 INTRODUCTION

Flooding events are affecting with increasing frequency Mediterranean region; in this area large amounts of people every year are under flood-risk and growing damages are waited in the future. Precipitation events are triggered by cyclone circulation patterns (Jansa *et al.*, 2001b) determining flash floods, as happened in Sardinia (Italy) the 19th November 2013 by Cleopatra Cyclone affecting the Eastern coast of the regional territory. Flash flooding is the most common type of inundation since the majority of flood events are induced by intense rainfall caused by cyclones occurring in short time periods and reaching quickly impressive flow rate (Pistrika, 2014). Cleopatra Cyclone caused a rainfall of 440 mm gauged by the Sardinian rain-gauge network in less than 24 hours and caused a death toll of 13 (among children, adults and elderly), in addition to a massive amount of damages around the Sardinian territory. The flood residential damages caused only in the Olbia town, in the North-East of the island, reached 60 M € and more villages, roads, bridges, agricultural and touristic areas have been seriously damaged in the South and North Eastern part of the territory. Subsequently, after two years between the 30th September and the 2nd October 2015, the Mediterranean Cyclones hit Sardinian territory causing huge damages still under assessment. The efforts made by the Hydrographic Basin District Agency (ARDIS) and Civil Protection Agency the last two years to contrast flood risk led to studies assessing the Sardinian Flood Risk Management Plan (FRMP), developed with scientific contribution of DICAAR (University of Cagliari), according with the Flood Directive 2007/60/EC. FRMP has been recently presented to Authorities and Majors of towns organising meetings and setting up proper websites to update everyone about the development in planning new floods defence works and setting disaster management plans to face the Mediterranean Cyclones.

Particularly, the increasing urbanization requires disaster management plans, necessary for preparation, support and reconstruction when natural or man-made disasters occur (Vojinovic, 2008). The FRMP Flood Hazard Maps and Flood Risk Maps should be supported by an accurate flood evacuation plan during emergency situations in order to direct people towards proper evacuation path reaching specified safe heaven. Recent major flood events around the world have highlighted the importance of an effective emergency response in minimising loss of life and optimising the resources available (Lumbroso, 2011). Whether to implement a mass evacuation of people from an area at risk of flooding can be a major issue for emergency managers, the modelling of the evacuation process generated by a forecast flood is important for those responsible for the efficient and safe movement of people during evacuations (Lumbroso *et al.*, 2010). Evacuation modelling can predict “bottlenecks” in the system before they are experienced, it can also be use to determine the impact of road closure due to flooding and the impact of phased evacuation scenarios can lead to establishment of appropriate evacuation policies and shelters strategies.

This paper aims to illustrate a flood evacuation plan developed for a pilot basin of the Sardinian Flood Risk Management Plan: the Coghinas River lowland valley basin. The developed flood evacuation plan for the pilot basin allows to plan a proper emergency management situation defining accurately safe heaven location areas, according with the Alert Operating Instructions given by the Civil Protection Agency, AOICP

(Sardinian Region, 2015). Moreover, the flood evacuation plan could allow to evaluate flood damage in terms of tangible damage (building collapse and loss of vehicles) and intangible damages (death toll). To reach these goal the HR Wallingford software RFSM_EDA and Life Safety Model (LSM), have been applied to reproduce the water depth and velocity development in the territory and to simulate the flood evacuation plan during a catastrophic event.

2 STUDIED CASE: COGHINAS RIVER LOWLAND VALLEY BASIN

The Coghinas River lowland valley basin is the pilot basin chosen by the ARDIS and DICAAR researchers to develop the flood risk emergency plan and a flood evacuation plan in the Sardinian territory. The pilot basin is located in the North-East coast of the Sardinian island. The flood prone area under analysis starts from the Casteldoria dam and extend downstream for 15.9 Km throughout a mainly flat area till reaching the Gulf of Asinara near Valledoria town (Frongia *et al.*, 2015b). The urbanised area is characterised in the upstream by the two towns of Viddalba and Santa Maria Coghinas, straddle the river respectively in the right and the left of the river, connected by two bridges. Following the river path to the downstream in the plain area on the left side is located Valledoria town with La Foce camping area and the resort area, Baia delle Mimose, of the Badesi town located, instead, on the right side of the mouth of the river, as shown in Figure 1.

The pilot basin has been defined in terms of urbanization to describe people and building distribution in the area. Building data considers dwellings, commercial, industrial, agricultural, touristic and camping typology of facilities for a total amount of 3372 structures made of different building material and so with different steps of flood resistance. National appraisal and the demographic council offices of the towns in the area allowed to be aware of the number of residents and the potential number of tourists who could be stay in the area. Resident and touristic quotes are expected equal to 9450. The area has been set considering people on their residential building and touristic structures full booked. Also the road network has been defined inside and outside the urbanised area, Figure 1.

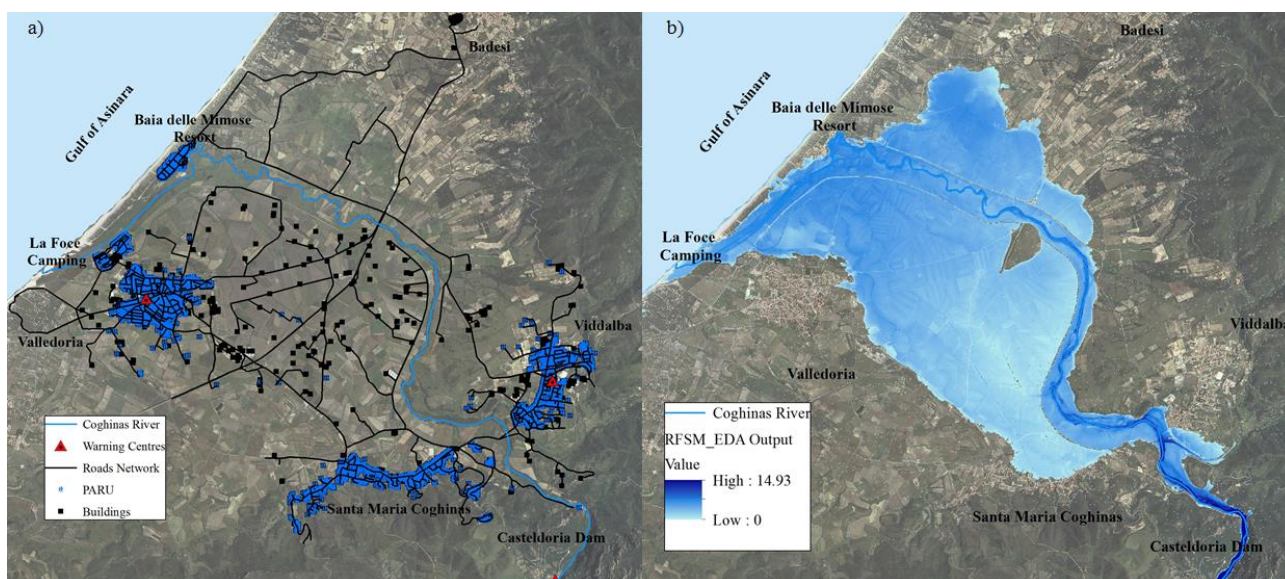


Figure 1. a) Buildings, People, Warning Centres and Road Network distribution on the Coghinas river lowland valley basin area. b) RFSM_EDA floodplain area for a Return Period of 200 years in the Coghinas river lowland valley basin

3 TWO-DIMENSIONAL HYDRAULIC ANALYSIS

The hydraulic analysis has been developed applying hydrology and the boundary conditions defined in the Fluvial Zones Definition Plan, P.S.F.F. (RAS, 2013). The Coghinas river lowland valley basin has been modelled, with a two-dimensional hydraulic model RFSM_EDA. This study has been focused on the worst case determined by the 200 years return period with a flow rate of $4460 \text{ m}^3/\text{s}$ that could be discharged by the

Casteldoria dam.

The first step was to use AccData (a pre-processing mesh generator) to create a mesh grid with a DTM of 10 meters of resolution. AccData has been run with a Traditional Mesh that analyses the terrain surface and couples the cells imposing an area between 1,000 m² and 10,000 m² in order to avoid long simulation run time and excessively approximate hydraulic evaluation. Progressively RFSM_EDA has been run using a triangular shape hydrograph discharged downstream Casteldoria dam with a base time of 26.3 hours and a peak time of 9.9 hours.

The model output confirmed in terms of flood extension and water depth range the results obtained in a previous mono-dimensional hydraulic analysis developed with HEC-RAS 4.1, (*Frongia et al., 2015*). The hydraulic analysis has been developed using more accurate model because of the necessity to be conscious of the floodwater depths and velocities increasing development. Following the simulation it is possible to know how the floodwater interacts with the structure mitigation measure (mainly levees) and identify weak point caused by possible failures or inadequacy of the structures to contain the water. Moreover the hydraulic parameters occupy a relevant position on the evaluation of the flood damage. In fact, LSM is able to estimate the behaviour of buildings, vehicles and people when hit by flood.

The model shows the more critical situation around the 10th hour from starting of the event. The levees are able to contain the flood for the first 2.50 hours, after that, they are overflowed toward the right side in the downstream of the river and at 3.40 hours also the levees on the left side of the river starts to cede. The floodplain hit gradually the suburbs of Viddalba and Santa Maria Coghinas. Later the suburb area of Valledoria is flooded while the camping area, La Foce, on the left side of the mouth of the Coghinas river is badly damaged around 4 hours till the flood reaches the resort area Baia delle Mimose in the right side of the river.

4 EVACUATION PLAN AND LOSS OF LIFE EVALUATION

LSM is able to model a flood evacuation relating a two-dimensional hydraulic model with a virtual world representative of the area under analysis characterised by elements called receptors. LSM is the result of the implementation of research focused on the analysis of buildings, vehicles and people instability when they are hit by flood. These models consider how receptors behave during water depth and velocities increase and, therefore, different parameters are defined as limit values representative of the receptors boundary of resistance. In particular people parameters are described in terms of their ability to escape by the flood risk driving, walking or release themselves in order to avoid drowning or decline of health due to immersion in cold water (*BC Hydro, 2006*).

The pilot basin virtual world is defined following the input data required by LSM planning a flood evacuation plan. As described above, the Building, Population at Risk Unit (PARU) and Population at Risk Group (PARG) and Vehicle files have been defined concurrently with the Road Network file in order to pinpoint the evacuation path preferable during the emergency situation. Two other group of data are necessary: the Warning centre and Events files. Warning Centre files locates in the area points where and from where the evacuation warning should be sent and giving also the possibility to define the lapse between when the signal is sent and when is received by receptors. Three main warning points are defined according with the rules specified in the AOICP (*Sardinian Region, 2015*): Casteldoria dam controlling building, council buildings of Viddalba and Valledoria towns. The events files represent the potential mitigation measure feasible by the Civil Protection Authorities to reduce risks and weakening from exposure to hazards as open/closure of road to simulate implementation of evacuation plan, closure of road/bridge, damage/destroy a buildings, reduce PARU strength variable to simulate. Among the possible event the roads and bridges around or within the floodplain area are set to be closed considering that they are weak points difficult to manage by the authorities during the emergency situation.

The model has been run for three different scenarios. The first scenario considers that no warning is declared and people start to evacuate when they realize a flood is occurring, when the water depth local to them is around 0.20 meters. In the second scenario the warning is sent when the event starts and the third scenario couples the second scenario with the closure of bridges in the area. The models has been run a

number of times looking for the best results given especially by a prompt evacuation warn and an accurate definition of shelters in the area. Shelters consisting of touristic buildings, hotels, resorts or particular dwellings able to host people are of relevant importance in terms of host capacity of the building, in fact LSM showed a large death toll when shelters were not able to host all of the people and those who were refused entry had to move away risking to be drowning by the flood.

The model has been improved considering only the evacuation of dwellers and tourists within 500 meters of distance from the floodplain boundaries and has been run different times increasing gradually in increments of 20 minutes the flood evacuation signal. The Figure 2 shows the decrease of the death toll as the warning/evacuation time is issued increasing prior to the peak of the flood event. It is possible to observe that death toll from 806, caused by a no warning issuance, decrease gradually to 34 if the warning issuance is sent at 3 hours from the beginning of the event and reaches 0 victims when the evacuation order is given at 2 hours and 40 minutes before the event beginning. LSM computes not only the death toll results, meant as intangible damage, it also assesses the potential loss of buildings and vehicle, appreciated as tangible damages and how their loss could change improving the model. Unfortunately, the building are invested always by the same flood wave and related damages does not change improving the parameters in the virtual world representative of the Coghinas river lowland valley basin.

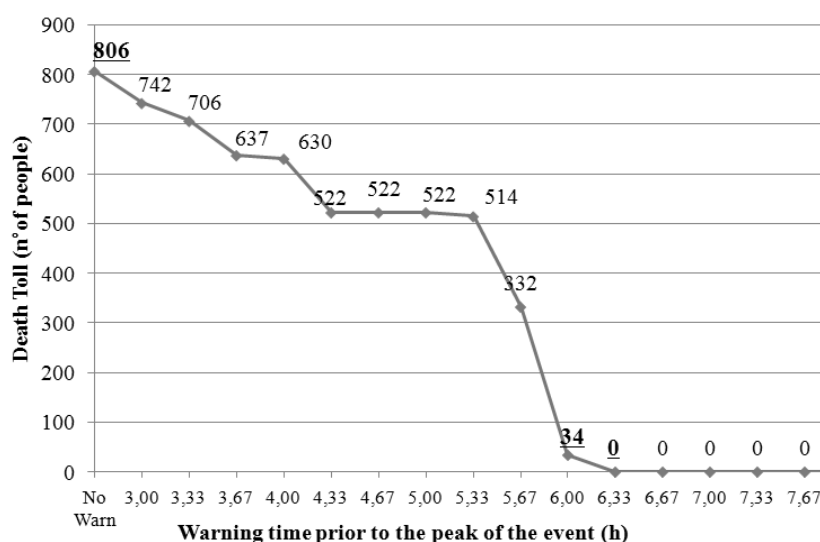


Figure 2. Death toll Assessment improving the Warning Evacuation Issuance in the Coghinas river lowland valley basin

REFERENCES

- BC Hydro Engineering. Dam Safety- BC Hydro Lide Safety Model- Guidelines, Procedures, Calibration and Support Model. Report n° E310, 2006
- European Commission. EU Direcrive 207/60 in the Assessment and Management of Flood Risks. Official Journal of the European Union, 23rd October 2007.
- Frongia, S., Liberatore, S. and Sechi, Giovanni M.. Flood Damage Risk Assessment Optimizing a Flood Mitigation System. Proceedings of the 9th EWRA Conference , Istanbul, 2015.
- Frongia, S., Melis, M., Sechi, Giovanni M., and Silvano, R.. Flood Risk Management Plan for the Sardinian Hydrographic District. Proceedings of the 9th EWRA Conference , Istanbul, 2015b.
- Lumbroso, D.M. and Tagg, A.. Evacuation and loss of life modeling to enhance emergency response. International Symposium of Urban Flood Risk Management Graz, Austria, 21-23 September 2011.
- Lumbroso, D.M., Johnstone, W., De Bruijn, K., Di Mauro, M., Lence, B. and Tagg, A.. Modelling Mass Evacuations to improve the Emergency Planning for floods in The UK. The Netherlands and North America. International Conference on Emergency Preparedness (InterCEPt), the Challenges of Mass Evacuation, University of Birmingham, UK, 21-23 September 2010.
- Jansa, A., Genoves, A., Picornell, M. A., Campins, J., Riosalido, R., and Carretero, O.. Western Meiterranean cyclones and heavy rain. Part. 2, Statistical Approach, Meteorol. Appl. 2001, 8, 43-56.
- Pistrika, A.. Flood depth-damage functions for built environmental. Environ. Process., 2014, 553-572.
- RAS. Piano Stralcio Fasce Fluviali. 2013.
- RAS-DICAAR. Progetto di Piano di Gestione del Rischio Alluvione. 2015.
- RAS-Protezione Civile. Manuale Operativo dele Allerte ai fini della Protezione Civile. 2015.
- Vojinovic, R.K. and Price, Z.. Urban flood disaster management. Urban Water Journal 5, n°3, 2008, 259-276.

L'UTILIZZO DI PICCOLI INVASI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO: ALCUNE APPLICAZIONI NEL CONTESTO COLLINARE DELLA PROVINCIA DI ASTI

Giuseppe Ricca¹, Maurizio Toja¹ & Luca Di Martino¹

(1) REGIONE PIEMONTE – Settore Tecnico Regionale Alessandria e Asti

ASPETTI CHIAVE

- *Utilizzo di piccoli invasi artificiali per la mitigazione delle piene in contesti collinari;*
- *Criticità idrauliche portate dai rii minori;*
- *Confronto di esperienze con realtà simili per condivisione soluzioni progettuali adottate.*

1 PREMESSA

Il territorio della Provincia di Asti risulta interessato, in modo ricorrente, da fenomeni di allagamento che coinvolgono le aree di fondovalle degli impluvi collinari con conseguente coinvolgimento di infrastrutture viarie, aree urbanizzate ed insediamenti commerciali ed industriali.

Il presente studio analizza alcune soluzioni tecniche finalizzate alla riduzione dei fenomeni di trasporto solido e del valore al colmo delle portate originate da eventi piovosi di forte intensità e breve durata, con l'obiettivo di migliorare l'efficienza idraulica della rete idrografica secondaria superficiale, portando così ad una riduzione dell'impatto sul territorio dei fenomeni di esondazione conseguenti agli eventi meteorici sopraccitati.

E' in fase di sperimentazione l'utilizzo di invasi e vasche di laminazione/sedimentazione da inserire nella rete delle canalizzazioni esistenti, questo allo scopo di ottenere un temporaneo immagazzinamento delle acque con conseguente riduzione della portata al colmo ed allungamento dei tempi di formazione dell'idrogramma di piena (Anselmo, 1997). Gli interventi proposti consentiranno altresì un marcato abbattimento della portata solida dei corsi d'acqua (nei casi in esame sabbie e limi) che, nel contesto del territorio collinare in esame, costituisce notevole elemento di criticità.

Questa tipologia di interventi ha inoltre la funzione (in seguito all'accumulo idrico negli invasi) di aumentare, a scala prettamente locale, il tempo di corrivazione (in determinate sezioni di chiusura individuate nel corso dello studio) con il risultato di mitigare il rischio idraulico a valle delle predette sezioni; ciò comporterà un beneficio al reticolo idrografico ricettore per la riduzione dei volumi idrici in arrivo con conseguente miglioramento sia per quanto concerne i dissesti lungo le infrastrutture ed i manufatti antropici, sia per quanto riguarda la pianificazione urbanistica territoriale a media e piccola scala (con specifico riferimento all'adeguamento dei Piani Regolatori generali al P.A.I., Piano per l'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino del fiume Po), in rapporto alla corretta gestione del reticolo idrografico secondario di competenza regionale.

Nel prosieguo del presente contributo vengono proposte tre applicazioni riferite a contesti territoriali di differente dislocazione e geomorfologia, ma con omogenee caratteristiche idrologiche dei bacini e della tipologia del reticolo idrografico; le casistiche riportate sono riconducibili a criticità ricorrenti per le quali sono state previste soluzioni progettuali tipologicamente confrontabili, ma con specifiche differenze in funzione del contesto geologico e geomorfologico locale.

I tre casi sono riferiti il primo ad un intervento esistente, il secondo ad un intervento in fase di progetto, il terzo ad una fase propedeutica alla progettazione.

2 INVASO REALIZZATO IN LOCALITÀ STRADA VECCHIA, NEL COMUNE DI NIZZA MONFERRATO (AT)

Il primo intervento è ubicato nel Comune di Nizza Monferrato, sito nel settore meridionale della Provincia di Asti. L'assetto geologico dell'area è caratterizzato dalla presenza della formazione delle Argille di Lugagnano (Pliocene), costituite da argille marnoso – sabbiose grigio – azzurre. Dal punto di vista geomorfologico l'area in esame è rappresentata da un piccolo bacino idrografico delimitato da rilievi collinari e sotteso dalla Strada Comunale denominata “*Strada Vecchia per Asti*”. Il sito è interessato da infrastrutture quali una strada comunale, la strada provinciale 456 e la linea ferroviaria Asti-Acqui Terme, oltre che da un nucleo abitato. La rete idrografica, nella sezione di chiusura individuata da manufatto di sbarramento, sottende una superficie di circa 0.27 kmq. Accurate analisi idrologiche hanno evidenziato come tale rete idrografica entri facilmente in crisi per eventi piovosi con precipitazioni di breve durata e forte intensità. Infatti, nel corso di uno specifico evento verificatosi il 07/07/2005 si sono registrati 28,80 mm di pioggia in 20 minuti (con corrispondenza di un tempo di ritorno pari a 100 anni); tale idrogramma è stato assunto “*di progetto*” e la simulazione degli effetti della precipitazione di riferimento è stata condotta mediante il codice SWMM, sviluppato dalla EPA ed utilizzato nella versione ingegnerizzata dalla CHI di Ontario (Canada). Il modello è stato opportunamente utilizzato per lo studio della formazione del deflusso e convogliamento nelle reti complesse sia naturali che artificiali, secondo la versione ingegnerizzata disponibile in commercio come PCSWMM.

L'idrogramma in ingresso alla vasca di laminazione risulta dato dal modello ideologico ed il volume dell'idrogramma risulta pari a 1270 mc circa venendo totalmente contenuto nella vasca in progetto. L'idrogramma in uscita ha un colmo pari a 0.440 mc/s a fronte di un valore di 1.65 mc in entrata con un rapporto di laminazione pari a 0.26. Nel contesto delineato il reticolo idrografico minore risulta soggetto ad importanti e ricorrenti fenomeni di allagamento, a seguito di eventi meteorici brevi ed intensi, che coinvolgono le infrastrutture ed il nucleo abitato presente nell'area. Questa situazione è ulteriormente aggravata dai rilevanti processi di trasporto solido limoso – sabbiosi caratteristici del bacino in esame.

Per ovviare a tale criticità è stato progettato dall'ing. Anselmo e successivamente realizzato un invaso di raccolta situato nella zona di raccordo tra i versanti e la piana alluvionale, con la finalità di minimizzare il rischio idrogeologico nell'area, riconducendo la pericolosità geomorfologica ai valori previsti dal PAI (probabilità annua di accadimento 0.005). L'opera consente di ridurre la portata di ingresso nella rete di collettori posti a valle ed il convogliamento modulato delle acque nei recettori finali con efficace protezione idraulica del territorio

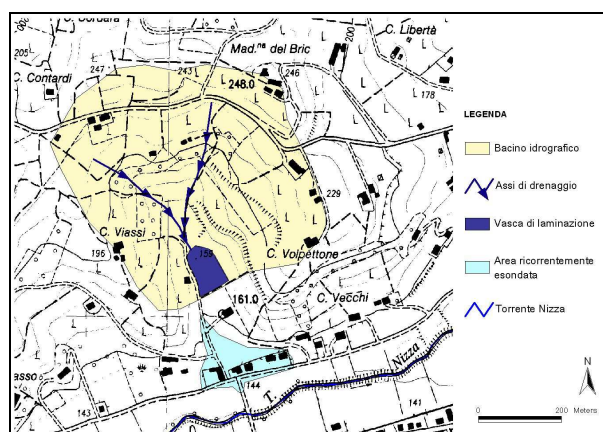


Figura 1. Ubicazione dell'area, principali elementi morfologici ed indicazione delle soluzioni progettuali.

3 INVASO IN PROGETTO IN FRAZIONE SALERE NEL COMUNE DI AGLIANO TERME (AT)

Il sito in esame ricade nella frazione Salere del Comune di Agliano Terme. L'assetto geologico del settore in esame è caratterizzato dall'affioramento delle sabbie limose riconducibili alla Formazione delle Sabbie di Asti (Pliocene). Dal punto di vista geomorfologico l'abitato di Salere è situato sul fondovalle del torrente Nizza (sponda sinistra) che, nel tratto in esame, presenta una vallata in spiccato sovralluvionamento con conseguente elevata difficoltà di drenaggio ed alveo quasi pensile rispetto alla pianura circostante. L'abitato

è inoltre situato al piede di un esteso versante collinare attraversato dalla strada comunale Scorrone, che costituisce l'asse drenante dell'intero versante convogliando le acque in corrispondenza della strada provinciale 59, che si snoda sul fondovalle, e della Fraz. Salere.

DATI FISIOGRAFICI DEL BACINO	
Superficie del bacino (kmq)	0,16
Lunghezza asta principale (km)	0,75
Altezza massima s.l.m. (m)	280
Altezza minima (m)	156
Altezza media (m)	217
Pendenza dell'asta principale (%)	15%

La criticità è rappresentata da un versante impluviale, caratterizzato da significativi fenomeni di erosione superficiale, che convoglia le portate liquide e solide (materiali sabbioso – limosi) lungo la S.C. Scorrone (asse drenante del versante), veicolandole in corrispondenza dell'abitato di Salere e della viabilità provinciale e comunale. Questa situazione determina frequenti episodi di allagamento e conseguente deposizione di materiali limosi con spessori medi intorno ai 20 cm, definendo nel contempo severi rischi per la pubblica e privata incolumità in corrispondenza degli edifici e della viabilità. La natura del substrato e l'attività agricola lungo i versanti comportano inoltre la presenza di ingenti fenomeni di trasporto solido che vanno ad aggravare ulteriormente il quadro di criticità descritto.

Il ricettore finale (T. Nizza) è in fase di sovralluvionamento e quindi tende sovente a rigurgitare gli apporti dai tributari minori e tale condizione accentua ulteriormente il quadro delle criticità descritto.

E' attualmente in fase di progettazione un intervento di messa in sicurezza dell'area costituito da un'opera di intercettazione, una di veicolazione ed una terza di accumulo, decantazione e smaltimento.



Figura 2. Area esondata durante l'evento meteorico intenso del dicembre 2008.

Opera di intercettazione: è situata in corrispondenza della zona di raccordo tra il versante e la piana alluvionale del T. Nizza. Si prevede la realizzazione di un sistema di canalizzazione parallelo alla S.C. Scorrone nel quale convergono le acque raccolte dalla S.C. stessa e da un sistema di caditoie. E' altresì prevista la realizzazione di alcuni pozzetti di sedimentazione in modo da abbattere il trasporto solido.

Opera di veicolazione: costituita da un canale scatolare della lunghezza di circa 80 m in grado di bypassare la S.P. 59 e la S.C. di Via Gherzo. Detto canale sarà in grado di convogliare le acque direttamente nel T. Nizza. Qualora le altezze idrometriche del T. Nizza non consentano il recepimento delle acque, il canale convoglierà le stesse, mediante uno sfioro, in un bacino appositamente realizzato.

Opera di accumulo/decantazione/smaltimento: è situato sulla pianura alluvionale del T. Nizza e, sfruttando la conformazione geomorfologica naturale dell'area, consentirà previo adeguamento altimetrico, di laminare le portate del canale. Le acque accumulate verranno quindi rilasciate per gravità nel Torrente Nizza in modo controllato e compatibile con la dinamica dei livelli idrici generati dalla piena.

4 BACINO DI LAMINAZIONE REALIZZATO NEL CONCENTRICO DEL COMUNE DI CASTELNUOVO DON BOSCO (AT)

Il sito in esame ricade nel concentrico del Comune di Castelnuovo Don Bosco.

L'assetto geologico del settore in esame è caratterizzato dall'affioramento di sabbie limose riconducibili alla Formazione delle Sabbie di Asti (Pliocene).

Dal punto di vista geomorfologico l'abitato si sviluppa in parte nella pianura alluvionale del T. Traversola ed in parte sui versanti collinari.

Per la conformazione stessa del concentrico le strade collinari, in occasione di eventi meteorici intensi, veicolano le acque dai versanti convogliandole nella piazza centrale denominata Piazza Dante (raccordo versanti – piana alluvionale).

In questo caso studio la criticità è rappresentata dall'azione delle acque di ruscellamento provenienti dai versanti circostanti l'abitato che, veicolate ad elevata velocità ed energia lungo le strade del concentrico (caratterizzate da elevate pendenze), convergono verso la piazza mercatale sottostante, la quale è soggetta a ripetuti episodi di allagamento con significativi accumuli di materiale limoso - sabbioso.

I fenomeni interessano anche numerosi edifici pubblici e privati che si affacciano sulla piazza.

Si prevede quindi di intercettare le acque dalle sedi stradali convogliandole in apposite vasche interrato da realizzare in corrispondenza delle strade comunali nella porzione medio – bassa del bacino idrografico. Dette vasche avranno la funzione prioritaria dell'abbattimento del picco di piena ma potranno contestualmente essere utilizzate anche per altri scopi quali antincendio, irriguo, ecc. Le acque raccolte, comunque, attraverso un idoneo sistema di regolazione, verranno recapitate, per gravità, al vicino torrente Traversola. Occorre ancora puntualizzare che, valutato l'elevato trasporto solido caratteristico del contesto morfologico in esame, si sono previste delle vasche di sedimentazione da ubicarsi in idonei siti che verranno definiti in sede di progettazione.

5 CONCLUSIONI

Con tale studio si è inteso evidenziare la funzione, ai fini della laminazione e dell'abbattimento del trasporto solido, dei piccoli invasi in un contesto prettamente collinare caratterizzato da significativi fenomeni di esondazione a scala locale, associati alla presenza di materiale fine facilmente mobilizzabile.

Le criticità emerse hanno fornito lo spunto per l'individuazione di soluzioni progettuali finalizzate alla riduzione del rischio idrogeologico. Le soluzioni proposte sono estrapolabili in altri contesti collinari ubicati sul territorio nazionale. A tale scopo l'obiettivo in un prossimo futuro è di confrontare le esperienze con realtà simili per condividere le soluzioni progettuali adottate da altre amministrazioni locali, Università e liberi professionisti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Anselmo V. (1997) – Dispositivi di invaso e laminazione a basso impatto ambientale. Quaderni di idronomia montana, 17, Editoriale Bios, Cosenza.

Carta Geologica d'Italia (1969) – Foglio 69 "Asti" alla scala 1:100.000. Seconda edizione Serv. Geol. D'Italia, Roma.

APAT (2003) – Foglio 157 "Trino" alla scala 1:50.000. Prima Edizione

www.adbpo.it indicazioni riguardanti il P.A.I. – Piano per l'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino del F. Po.

MONITORAGGIO E IDRAULICA DEL TRATTO URBANO DEL FIUME ARNO A FIRENZE

Simona Francalanci¹, Enio Paris¹, Luca Solari¹ & Giorgio Valentino Federici¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze

ASPETTI CHIAVE:

- Sono illustrati i risultati dell'attività di monitoraggio delle portate liquide e solide sul Fiume Arno a Firenze.
- E' stato effettuato il rilievo batimetrico multibeam del fondo sommerso dell'alveo e laser scanner delle zone emerse.
- Il confronto preliminare dei rilievi recenti con il rilievo del 2000 evidenzia una tendenza generale al deposito, più o meno accentuata.

INTRODUZIONE

Il presente lavoro intende riassumere le attività di monitoraggio in parte svolte e in parte in corso finalizzate ad una più approfondita conoscenza dell'idraulica del tratto urbano del Fiume Arno a Firenze. Tali attività rientrano nel più ampio progetto scientifico **Firenze2016**, che proprio in occasione del 50° anniversario dell'alluvione di Firenze e della Toscana intende dare delle risposte concrete soprattutto dal punto di vista conoscitivo per quanto riguarda la difesa della città di Firenze dal rischio idraulico.

Nel seguito si riassumono alcune delle principali attività svolte: il monitoraggio delle portate liquide e solide, il rilievo batimetrico e il rilievo dei sedimenti del fondo alveo, l'analisi morfologica dell'evoluzione del tratto urbano.

MONITORAGGIO DELLE PORTATE LIQUIDE E SOLIDE

In continuità con l'attività di rilievo delle portate già iniziata a partire dal lavoro di *Francalanci et al. (2014)*, sono state effettuate misure di portata liquida e solida nella sezione di Ponte alle Grazie, sia in occasione di eventi di piena rilevanti che durante il periodo di magra; ciò al fine di quantificare i deflussi nel tratto urbano. Il numero di eventi rilevati è pari a 11 e consente una descrizione soddisfacente della scala di deflusso delle portate in un intervallo variabile dalle portate liquide più basse fino alla massima portata misurata, pari a 1280 m³/s. Contestualmente alle misure di velocità e di livello per la stima della portata liquida, sono state effettuate misure della concentrazione dei solidi sospesi, che hanno consentito la stima della portata solida trasportata in sospensione.

I dettagli operativi relativi allo svolgimento delle misure sono riportati in *Francalanci et al. (2013)*, mentre i risultati sintetici ottenuti sono illustrati in Figura 1 e in Tabella 1, in cui si riportano anche il valore della portata in sospensione proveniente da 'bed material' $Q_{ss\ bm}$ associata alla sabbia, e quella proveniente da 'wash load' $Q_{ss\ wl}$ riconducibile a limo ed argilla.

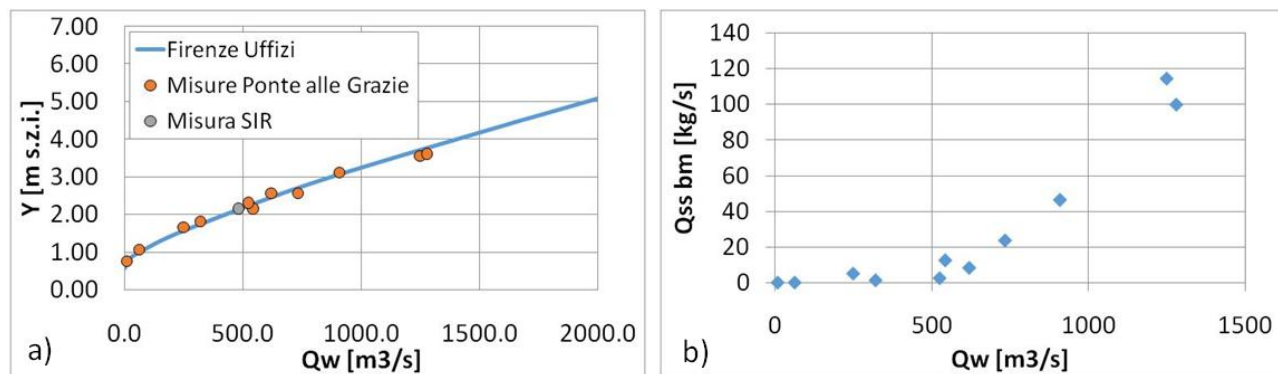


Figura 1. Risultati dell'attività di monitoraggio: a) Scala di deflusso del Fiume Arno agli Uffizi elaborata dal Centro Funzionale Regionale (CFR), e confronto con le misure di portata liquida Q_w effettuate a Ponte alle Grazie; SIR indica la misura svolta dal Servizio Idrologico Regionale; b) scala di deflusso delle portate solide in sospensione Q_{ss} .

Data	Y medio [m s.z.i.]	Qw [m ³ /s]	Qss bm [kg/s]	Qss wl [kg/s]	Qw [m ³ /s] Scala di deflusso
31/01/2014	3.55	1249	114.5	142.1	1160
01/02/2014	2.55	734	23.6	30.8	665
06/02/2014	2.15	543	12.5	31.2	495
11/02/2014	3.6	1280	99.9	156.1	1189
04/11/2015	0.75	9.6	-	-	16
12/01/2016	1.05	63.8	0.0	0.4	76
15/01/2016	1.65	250	5.1	9.3	282
15/02/2016	1.8	321	1.3	4.9	346
16/02/2016	3.1	909	46.4	91.5	930
16/02/2016	2.55	620	8.3	56.4	666
17/02/2016	2.3	525	2.5	17.2	559

Tabella 1. Dati sintetici delle misure effettuate nel periodo 31/01/2014-17/02/2016 su Ponte alle Grazie sul Fiume Arno a Firenze.

RILIEVO BATIMETRICO DEL TRATTO URBANO

Nel corso dell'anno 2015 è stata effettuata una importante attività di rilievo batimetrico e laser scanner per una lunghezza complessiva di circa 18 km, nel tratto del Fiume Arno compreso tra il Ponte di Varlungo e l'abitato di Signa, alla confluenza con il Bisenzio. Le attività di rilievo si sono svolte nel periodo estivo: gli strumenti sono stati posizionati su un battello natante, calato in alveo in opportuni punti di accesso, e hanno consentito il rilievo sia del fondo sommerso che delle strutture emerse.



Figura 2. Topografia del fondo nel tratto compreso tra Ponte alle Grazie e Ponte Santa Trinita.

Data l'importanza del rilievo effettuato, è stato effettuato anche il rilievo topografico di precisione di una rete di più di 100 punti fissi materializzati lungo il tratto rilevato, e agganciati ad una serie di capisaldi e

stazionamenti statici, che hanno consentito di ottenere la miglior precisione possibile. I dati così ottenuti consentiranno di valutare adeguatamente lo stato di conservazione delle opere presenti in alveo, in particolare le pescaie e le platee di fondazione dei numerosi ponti presenti, nonché di valutare le tendenze evolutive del Fiume nel tratto cittadino.

Si riporta in Figura 2 un estratto della batimetria rilevata nel tratto centrale, da Ponte alle Grazie a Ponte Santa Trinita: si può osservare come a valle dei due ponti ci siano delle zone di scavo più o meno estese.

A completamento delle attività di rilievo sopra descritte, sono stati effettuati anche 7 rilievi sedimentologici del materiale del fondo alveo: 3 campionamenti superficiali per la misura delle zone di deposito ghiaioso e 4 volumetrici per l'analisi del materiale del sottostrato.

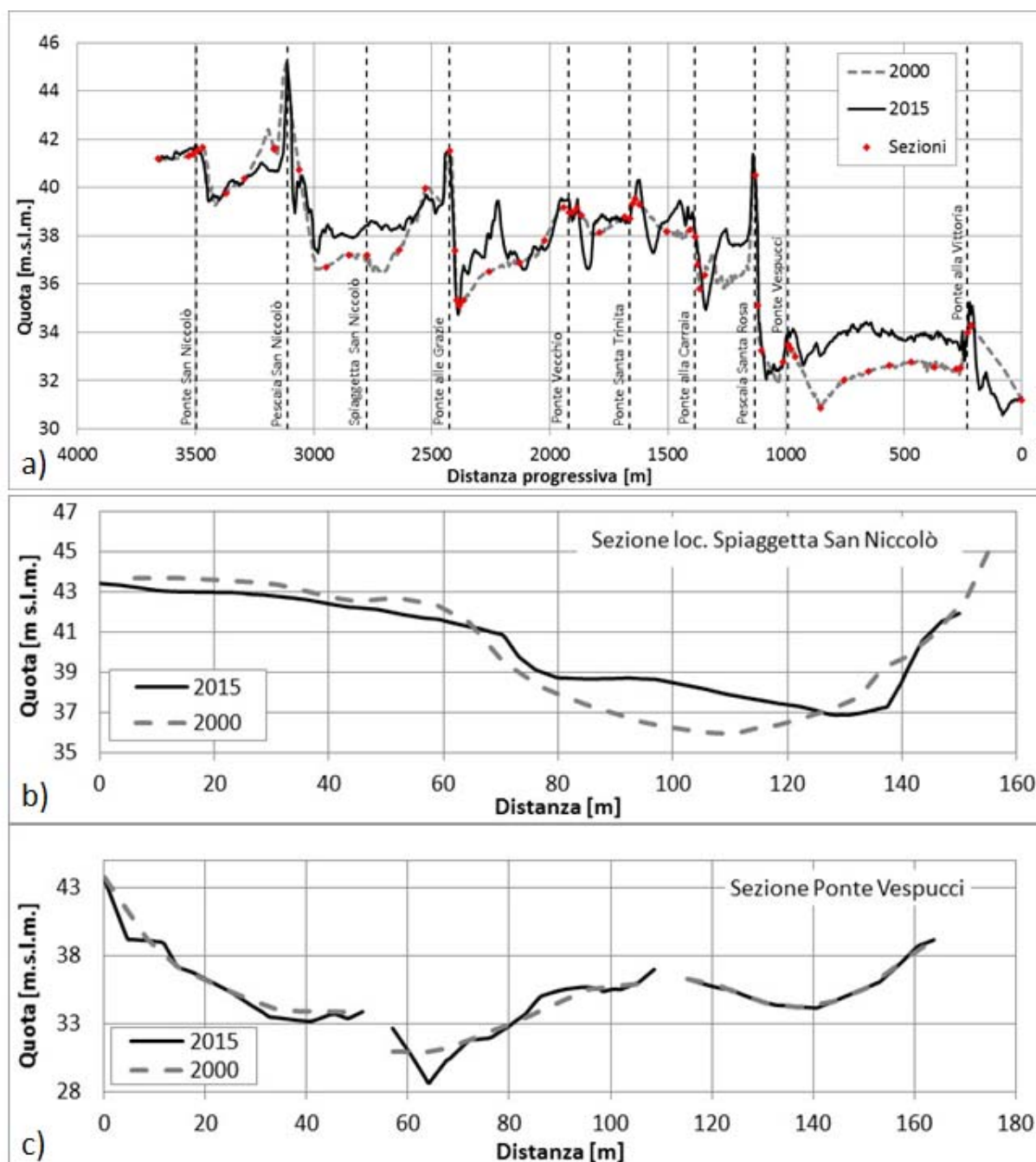


Figura 3. Confronto dei rilievi del Fiume Arno degli anni 2000 e 2015 nel tratto tra Ponte San Niccolò e Ponte alla Vittoria: a) Profilo longitudinale; b) sezione in prossimità della spiaggetta San Niccolò; c) Sezione in corrispondenza di Ponte Vespucci.

EVOLUZIONE MORFOLOGICA DEL FIUME ARNO

I dati dei rilievi relativi agli anni 2000 e 2015 sono stati messi a confronto per valutare l'evoluzione morfologica del Fiume Arno nel tratto cittadino. Nella Figura 3 si riportano sia il profilo longitudinale che due sezioni poste a confronto. Nella Figura 3a si può osservare come il profilo longitudinale del thalweg si sia innalzato nel tratto compreso tra la pescaia di San Niccolò e Ponte alle Grazie; tale tendenza è confermata dalla sezione trasversale in prossimità della "spiaggetta" di San Niccolò (Figura 3b), dove si può osservare un aumento dell'estensione della zona di deposito in sinistra idraulica, un innalzamento generalizzato della sezione e uno spostamento del punto di minima quota verso la destra idraulica. Altre zone di evidente deposito sono quelle a valle del Ponte alle Grazie e quella compresa tra il Ponte Vespucci e il Ponte alla Vittoria. Inoltre il confronto delle sezioni trasversali in corrispondenza del Ponte Vespucci (Figura 3c) evidenzia una netta influenza della traversa obliqua sulla morfodinamica del fondo: la zona di massimo scavo nella sezione si trova in corrispondenza della pila sinistra del ponte che, rispetto alla pila destra, risulta maggiormente investita dal flusso della corrente proveniente dalla pescaia obliqua di Santa Rosa.

MODELLAZIONE IDRAULICA ED ATTIVITÀ IN CORSO

Con i dati del recente rilievo di dettaglio del 2015 sono in corso una serie di attività di modellazione idraulica finalizzate a quantificare gli afflussi nel tratto urbano e la massima portata al colmo di piena che può essere veicolata in sicurezza nell'alveo del fiume Arno a Firenze.

Ad oggi i modelli idraulici disponibili non riescono a quantificare in modo affidabile la portata che riesce a transitare attraverso il Ponte Vecchio (Comitato Tecnico Scientifico Internazionale, 2015). Data la complessa geometria del Ponte Vecchio che presenta tre arcate di altezza diversa e un impalcato di spessore rilevante, per quantificare in maniera affidabile la portata defluente è necessario considerare l'interazione della corrente con il deflusso attraverso l'arcata. Un altro aspetto riguarda il comportamento idraulico delle traverse oblique (le pescaie di San Niccolò e di Santa Rosa) che risulta a tutt'oggi non noto anche con riferimento all'interazione con la dinamica del fondo alveo e con le altre strutture poste immediatamente a valle (quale il ponte Vespucci).

Gli approfondimenti in corso (da parte di tutta la Comunità incluso il Comitato Tecnico Scientifico Internazionale incaricato di valutare il problema del rischio di inondazione dell'Arno a Firenze) riguardano l'implementazione di modellazione numerica 3D e 2D insieme con modelli sperimentali di laboratorio di tipo localizzato. Queste attività consentiranno di definire le scale di deflusso ai ponti e alle traverse.

Gli sviluppi futuri riguardano la costruzione di un modello fisico dell'Arno nella città di Firenze.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Comitato Tecnico Scientifico Internazionale, Rapporto sull'incontro del 26 – 28 ottobre 2015, 26 dicembre 2015 (disponibile a <http://www.firenze2016.it/comitato-scientifico/>).
- Francalanci, S., Paris, E., & Solari, L., A combined field sampling-modeling approach for computing sediment transport during flash floods in a gravel-bed stream, *Water Resour. Res.*, 49, 6642–6655, 2013.
- Francalanci, S., Michelazzo, G., Minatti, L., Paris, E., Solari, L., & Federici, G.V., Monitoraggio delle portate liquide e solide sul Fiume Arno a Firenze, XXXIV Convegno nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Bari, 8-10 settembre 2014.

MODELLAZIONE NUMERICA 2D DEL FUNZIONAMENTO IN PRESSIONE DI UN PONTE MEDIANTE SLOT DI PREISSMANN

Andrea Maranzoni¹, Susanna Dazzi¹, Francesca Aureli¹ & Paolo Mignosa¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura, Università degli Studi di Parma, Parco Area delle Scienze, 181/A, 43124 Parma.

ASPETTI CHIAVE

- L'estensione del concetto dello slot di Preissmann alla modellazione numerica 2D consente di simulare l'eventuale funzionamento in pressione di un ponte utilizzando le equazioni delle acque basse
- Si presentano due applicazioni del modello numerico (una a scala di laboratorio, l'altra a scala reale) alla simulazione del passaggio di un'onda sotto un ponte che si pressurizza durante l'evento
- Il modello si mostra efficace per la previsione degli effetti bidimensionali determinati da strutture chiuse di attraversamento sull'evoluzione di un evento di piena o di un processo di allagamento

1 INTRODUZIONE

La modellazione bidimensionale (2D) del moto vario a pelo libero basata sull'ipotesi di acque basse costituisce uno strumento efficace per lo studio dei processi di allagamento (e.g. Vacondio *et al.*, 2016) e per la valutazione della pericolosità idraulica conseguente (e.g. Aureli *et al.*, 2008). Tuttavia, nelle pratiche applicazioni, si presenta di frequente la necessità di tenere in conto la presenza di manufatti (come ponti, tombini, o strutture di attraversamento) che possono influenzare sensibilmente la dinamica del processo di moto e possono addirittura pressurizzarsi (in parte o totalmente) durante eventi di particolare intensità.

Per rispondere a questa esigenza, Maranzoni *et al.* (2015) hanno recentemente proposto un'estensione del concetto dello slot di Preissmann alla modellazione 2D. È noto che il classico modello dello slot di Preissmann è stato introdotto (Cunge & Wegner, 1964) ed ampiamente utilizzato (e.g. Bouso *et al.*, 2013; Aureli *et al.*, 2015) in ambito monodimensionale (1D), ed è basato sull'idea di aggiungere una stretta fessura verticale ed indefinita sulla sommità della condotta. In tal modo, il moto in pressione viene idealmente modellato come un moto a superficie libera "equivalente" che coinvolge anche lo slot. La presenza dello slot induce un'altezza di pressione aggiuntiva rispetto al cielo della sezione chiusa e, allo stesso tempo, consente di riprodurre i valori usualmente elevati della celerità delle onde di pressione mediante un'opportuna scelta della larghezza dello slot. Una possibile estensione bidimensionale di questo stratagemma modellistico consiste nell'aggiunta di due slot verticali ed indefiniti, che si intersecano mutuamente, nelle zone dove la presenza di strutture di attraversamento limita l'altezza che può essere raggiunta dal flusso (Maranzoni *et al.*, 2015). Questa schematizzazione conduce ad una riformulazione delle equazioni 2D delle acque basse, la cui validità può quindi essere estesa anche al caso di condizioni locali di funzionamento in pressione. Pertanto, sulla base del medesimo sistema di equazioni, è possibile gestire in maniera agevole il passaggio da condizioni di moto a superficie libera a condizioni di moto in pressione e viceversa. In più, è possibile descrivere dettagliatamente la geometria dei manufatti ed in particolare del loro intradosso.

2 MODELLO MATEMATICO

La generalizzazione del concetto dello slot di Preissmann alla modellazione 2D su griglia cartesiana è basata sull'idea che ad ogni cella computazionale sia associato un tetto (elevato di H rispetto al fondo) al di sopra del quale si sviluppano due fessure verticali allineate alle direzioni cartesiane x e y , larghe rispettivamente T_y e T_x (Figura 1). L'applicazione dei principi di conservazione della massa e bilancio della quantità di moto, unitamente all'ipotesi di acque basse, conduce alla seguente formulazione conservativa delle equazioni 2D in coordinate cartesiane (Maranzoni *et al.*, 2015):

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} = \mathbf{S}, \quad (1)$$

in cui:

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} \bar{h} \\ \bar{q}_x \\ \bar{q}_y \end{bmatrix}, \quad \mathbf{F} = \begin{bmatrix} \bar{q}_x \\ \bar{q}_x^2/\bar{h}_x + g\zeta_x\bar{h}_x \\ \bar{q}_x\bar{q}_y/\bar{h}_y \end{bmatrix}, \quad \mathbf{G} = \begin{bmatrix} \bar{q}_y \\ \bar{q}_x\bar{q}_y/\bar{h}_x \\ \bar{q}_y^2/\bar{h}_y + g\zeta_y\bar{h}_y \end{bmatrix}, \quad \mathbf{S} = \begin{bmatrix} 0 \\ g\bar{h}_x(S_{0x} - S_{fx}) \\ g\bar{h}_y(S_{0y} - S_{fy}) \end{bmatrix}, \quad (2)$$

dove \bar{h} indica il volume immagazzinato in ogni elemento computazionale per unità di area planimetrica $\Delta x \times \Delta y$, \bar{q}_x e \bar{q}_y sono portate specifiche equivalenti in direzione x e y (riferite alle facce laterali della cella, su cui \bar{h}_x e \bar{h}_y sono i tiranti medi, mentre ζ_x e ζ_y sono gli affondamenti dei rispettivi baricentri rispetto al pelo libero); g rappresenta l'accelerazione di gravità e t indica la variabile temporale. Il termine sorgente introduce l'effetto forzante della gravità e quello delle resistenze al moto (stimate, queste ultime, mediante l'usuale formula di Manning). Le equazioni così riformulate restano iperboliche come le classiche equazioni 2D delle acque basse, a cui si riducono per $h < H$, dove h indica l'altezza piezometrica rispetto al fondo. Per maggiori dettagli sulla derivazione e sulle proprietà delle equazioni si rinvia a *Maranzoni et al.* (2015).

Il sistema di equazioni (1) è stato risolto per mezzo di uno schema numerico esplicito ai volumi finiti di tipo MUSCL-Hancock, accurato al secondo ordine nel tempo e nello spazio, in cui i flussi numerici intercella sono stati calcolati con il classico schema SLIC (*Slope Limiter Centered*) proposto da *Toro* (2001). In *Maranzoni et al.* (2015) il modello matematico è stato validato per confronto sia con soluzioni analitiche 1D che con soluzioni di riferimento radiali di casi test idealizzati e molto severi a simmetria cilindrica (come i problemi del *dam-break* circolare e dello *shock-focusing* modificati mediante l'inserimento di un tetto).

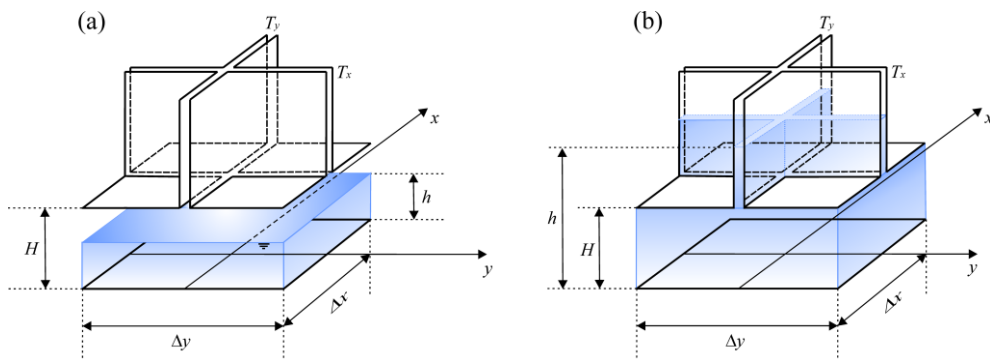


Figura 1. Estensione del concetto dello *slot* di Preissmann alla modellazione 2D: (a) cella computazionale interessata da moto a superficie libera ($h < H$); (b) cella computazionale “pressurizzata” ($h \geq H$).

3 APPLICAZIONI E RISULTATI

3.1 Caso test sperimentale

In letteratura sono disponibili pochi studi sperimentali riguardanti il transito di un'onda al di sotto di una struttura di attraversamento. In questo paragrafo si considera un caso test di laboratorio proposto da *Ratia et al.* (2014) inerente al passaggio di un'onda di *dam-break* sotto un ponte ad arco singolo con spalle in alveo (esperimento n. 10 della serie relativa a correnti non stazionarie). La geometria dell'apparato sperimentale e la condizione iniziale sono illustrate schematicamente nei pannelli (a) e (b) di Figura 2. Nel corso dell'esperienza (in cui la luce del ponte non risulta mai completamente occlusa) sono stati misurati i livelli idrici in due punti ubicati in asse al canale, rispettivamente a monte e a valle del ponte (P1 e P2 in Figura 2).

La simulazione numerica è stata condotta su una griglia cartesiana di dimensioni $\Delta x = 0.01 \text{ m} \times \Delta y = 0.005 \text{ m}$, assumendo le larghezze adimensionali degli *slot* $T_y/\Delta y$ e $T_x/\Delta x$ uguali rispettivamente a 0.01 e 0.02. Il numero di Courant è stato posto pari a 0.9. L'indice di scabrezza di Manning è stato assunto pari a $0.01 \text{ s m}^{-1/3}$ sia al fondo che alle pareti dell'alveo, ed è stato incrementato di 10 volte sull'intradosso del ponte

per simulare forfettariamente le perdite localizzate aggiuntive che si verificano quando l'intradosso del manufatto viene lambito parzialmente o totalmente dalla corrente. Alle celle di calcolo adiacenti alla parete e a quelle impiegate per discretizzare il ponte è stato attribuito un indice di scabrezza medio equivalente al fondo calcolato secondo la classica metodologia di Horton-Einstein (e.g. Yen, 2002).

I pannelli (c) e (d) di Figura 2 mostrano rispettivamente il campo dell'altezza idrica ed il profilo del pelo libero in prossimità del ponte per $t = 3$ s, pochi istanti dopo che l'onda di *shock* generata dal *dam-break* (su alveo bagnato) è transitata sotto il ponte. I risultati numerici evidenziano che la corrente accelera passando attraverso il restringimento e che si determina un apprezzabile effetto di rigurgito a monte del ponte. I pannelli (e) ed (f) confrontano gli idrogrammi sperimentali di livello con quelli numerici nei due punti di misura. Nel punto P1 il confronto è soddisfacente, mentre nel punto P2 si nota una certa discrepanza. Subito a valle del ponte, infatti, la formazione di un tratto di corrente veloce con successivo risalto idraulico mobile fa sì che gli idrogrammi calcolati risultino fortemente dipendenti dalla posizione (Figura 3f).

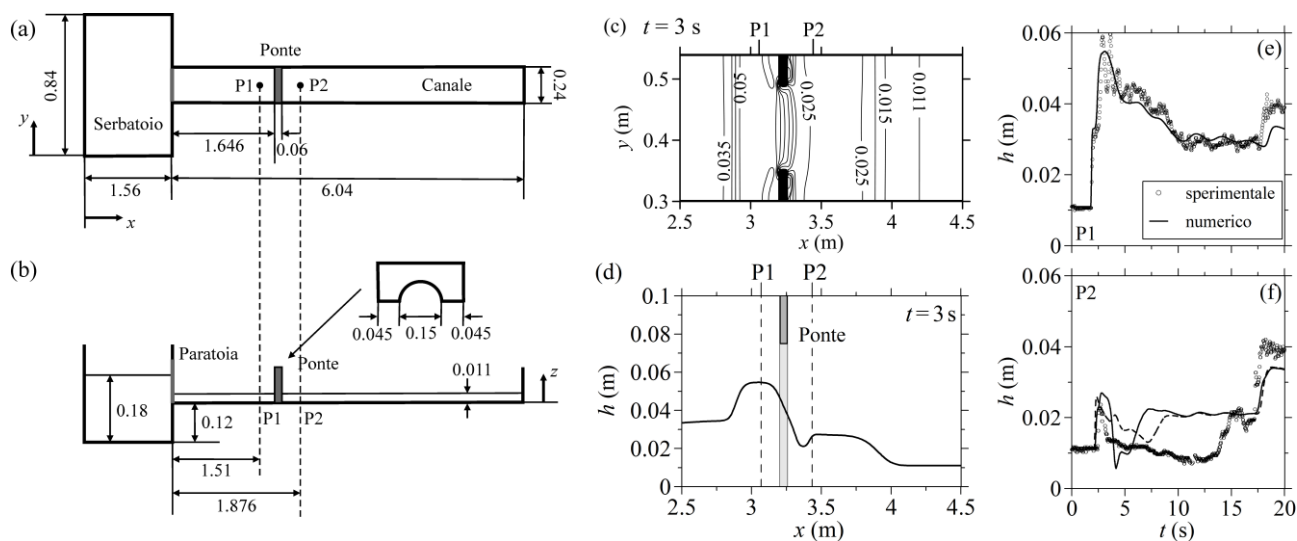


Figura 2. Caso test sperimentale del passaggio di un'onda di *dam-break* sotto un ponte ad arco (Ratia et al., 2014). (a) Planimetria dell'apparato sperimentale (dimensioni in m). (b) Sezione longitudinale dell'apparato e profilo del ponte. Esempio di risultati ottenuti dalla simulazione numerica: (c) mappa a curve di livello della profondità idrica (in m) nelle vicinanze del ponte per $t = 3$ s; (d) profilo longitudinale della superficie libera in asse al canale per $t = 3$ s. Confronto tra gli idrogrammi sperimentali e numerici di altezza idrica per i punti di misura P1 (e) e P2 (f). Nel pannello (f) la linea tratteggiata rappresenta l'idrogramma numerico di altezza idrica relativo ad un punto ubicato a valle del ponte, 9 cm a monte di P2.

3.2 Caso applicativo in scala reale

Nel presente paragrafo il modello numerico è applicato alla simulazione in scala reale del transito di un'ipotetica onda conseguente a rapido rilascio sotto un ponte ad archi multipli con pile in alveo. Il tratto di alveo considerato, di lunghezza pari a 200 m e pendenza del fondo dello 0.5%, ha sezione rettangolare larga 54 m. Il ponte interseca l'alveo perpendicolarmente ed è largo 12 m; inoltre è caratterizzato da 5 archi uguali con raggio di curvatura pari a 6.85 m ed altezza all'imposta di 2.5 m. Le luci presentano un'ampiezza di 10 m al fondo, mentre le pile hanno uno spessore di 1 m ciascuna. La geometria del caso di studio è rappresentata schematicamente nei pannelli (a) e (b) di Figura 3.

La simulazione numerica è stata condotta su una griglia cartesiana di dimensioni $\Delta x = 2 \text{ m} \times \Delta y = 0.25 \text{ m}$, assumendo $T_y/\Delta y = 0.01$ e $T_x/\Delta x = 0.001$. Il numero di Courant è stato fissato pari a 0.9. L'indice di Manning è stato posto uguale a $0.04 \text{ s m}^{-1/3}$ sia al fondo che alle pareti dell'alveo, ed è stato incrementato di 10 volte sull'intradosso del ponte. Alla frontiera di monte è stato assegnato un idrogramma di portata con picco di $870 \text{ m}^3/\text{s}$ e durata di 10 min, mentre alla frontiera di valle è stata imposta una condizione di tipo trasmissivo.

A titolo di esempio, si riportano alcuni risultati numerici nei pannelli (c)-(e) di Figura 3. Il manufatto

risulta quasi del tutto pressurizzato al passaggio del colmo dell'onda (Figura 3d) e causa un sensibile effetto di rigurgito. Le pile e l'intradosso a volta determinano evidenti effetti 2D sia a monte che a valle del ponte.

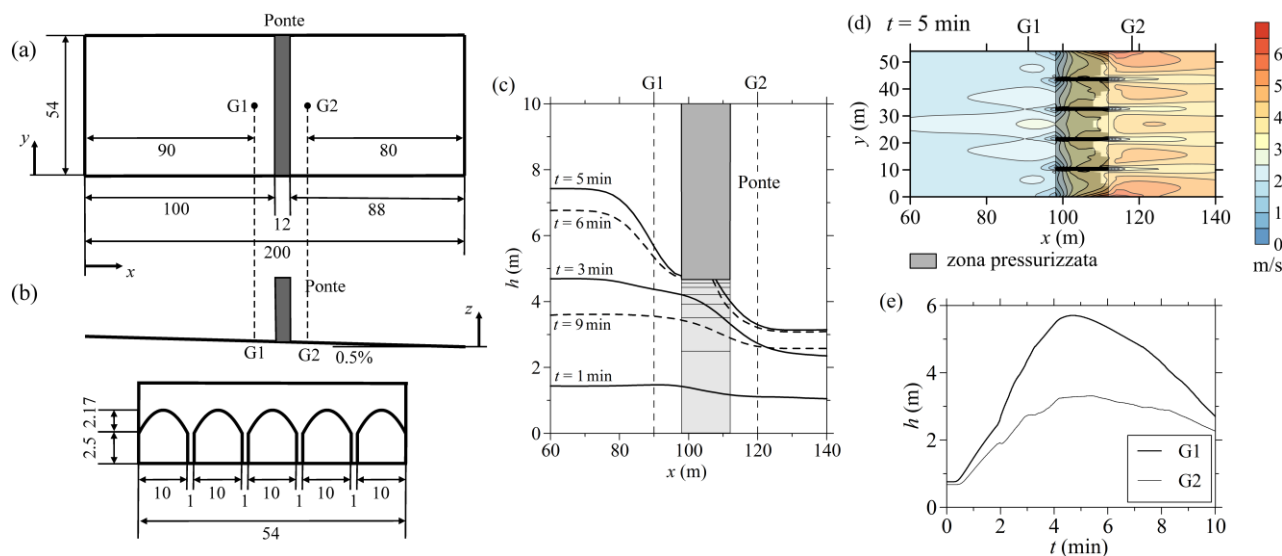


Figura 3. Caso di studio idealizzato del transito di un'onda generata da rapido rilascio sotto un ponte ad archi multipli. (a) Planimetria (dimensioni in m). (b) Profili del canale e del ponte. Esempio di risultati ottenuti dalla simulazione numerica: (c) profili longitudinali della superficie libera in asse all'alveo per alcuni istanti significativi; (d) mappa a curve di livello del modulo della velocità (in m/s) al passaggio del picco dell'onda sotto il ponte ($t = 5$ min); (e) andamento temporale del tirante idrico in G1 e G2.

4 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

L'estensione 2D dello *slot* di Preissmann rappresenta una possibile modalità di modellare gli effetti determinati localmente da manufatti a sezione chiusa che possono pressurizzarsi (totalmente o in parte) nel corso di un evento di piena o di un fenomeno di allagamento. La descrizione dei caratteri del moto nelle vicinanze e al di sotto di queste singolarità richiede tipicamente una risoluzione spaziale adeguata, con conseguente sensibile riduzione dell'efficienza computazionale. Questa situazione è ulteriormente aggravata dall'eventualità che poche celle di calcolo risultino pressurizzate (e dunque caratterizzate da un elevato valore della celerità) in un dominio molto esteso dove il moto si sviluppa prevalentemente a superficie libera. Il ricorso ad un algoritmo di aggiornamento nel tempo basato su un *time step* locale (già sperimentato in ambito 1D da Dazzi *et al.*, 2016) potrebbe validamente risolvere questo problema nelle pratiche applicazioni.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Aureli, F., Maranzoni, A., Mignosa, P. & Ziveri, C. 2D numerical modeling for hydraulic hazard assessment: a dam-break case study, Proceedings of River Flow 2008, Çeşme, Izmir, Turkey, 2008.
- Aureli, F., Dazzi, S., Maranzoni, A. & Mignosa, P. Validation of single- and two-equation models for transient mixed flows: a laboratory test case, Journal of Hydraulic Research, 2015, 53(4), 440-451.
- Bousso, S., Daynou, M. & Fuamba, M. Numerical modeling of mixed flows in storm water systems: critical review of literature, Journal of Hydraulic Engineering, 2013, 139(4), 385-396.
- Dazzi, S., Maranzoni, A. & Mignosa, P. Local time stepping applied to mixed flow modelling, Journal of Hydraulic Research, 2016, in press.
- Maranzoni, A., Dazzi, S., Aureli, F. & Mignosa, P. Extension and application of the Preissmann slot model to 2D transient mixed flows, Advances in Water Resources, 2015, 82, 70-82.
- Ratia, H., Murillo, J. & García-Navarro, P. Numerical modelling of bridges in 2D shallow water flow simulations, International Journal of Numerical Methods in Fluids, 2014, 75(4), 250-272.
- Toro, E. F. Shock-capturing methods for free-surface shallow flows, John Wiley & Sons, Chichester, England, 2001.
- Vacondio, R., Aureli, F., Ferrari, A., Mignosa, P. & Dal Palù, A. Simulation of the January 2014 flood on the Secchia River using a fast and high-resolution 2D parallel shallow-water numerical scheme, Natural Hazards, 80(1), 103-125.
- Yen, B. C. Open channel flow resistance, Journal of Hydraulic Engineering, 2002, 128(1), 20-39.

UNA METODOLOGIA PER LA VALUTAZIONE DI CRITICITÀ E PRIORITÀ DI INTERVENTO: IL CASO DEL LITORALE VENETO

Piero Ruol¹, Luca Martinelli¹, Chiara Favaretto¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale ICEA, Università degli Studi di Padova

ASPETTI CHIAVE:

- Obiettivo dello studio è proporre una metodologia unitaria per l'analisi e l'interpretazione delle dinamiche litoranee a scala regionale al fine di pianificare la strategia degli interventi di protezione costiera.
- Viene descritta la procedura utilizzata per la stima del bilancio sedimentario e dunque per la valutazione delle criticità lungo il litorale oggetto d'indagine.
- Viene definito un indice di priorità degli interventi di difesa della costa, utilizzato per il litorale Veneto, adatto per la stesura di un efficace piano di gestione costiera.

1 INTRODUZIONE

La necessità di aggiornare la strategia di programmazione e progettazione degli interventi che riguardano la protezione della zona costiera è fondamentale per poter affrontare le problematiche legate alla sua gestione. Le motivazioni che sono state assunte alla base di questo lavoro sono la conservazione ottimale e la valorizzazione delle attività sul territorio balneare e la salvaguardia degli habitat naturali e dell'ecosistema di zone ad alto valore ambientale. Nel recente passato si è intervenuti nell'ottica dell'emergenza, con opere realizzate localmente senza tuttavia adottare una visione generale, che riguarda la costa nel suo insieme. Allo scopo di creare un'alternativa a questo approccio emergenziale, è essenziale individuare una strategia unitaria per la difesa dall'erosione costiera e dall'ingressione marina, da effettuare lungo tutto il litorale, almeno a scala regionale.

L'obiettivo del presente lavoro è quello di individuare una metodologia di analisi e valutazione delle problematiche legate alla costa. Infatti, la stesura di un efficace piano di gestione del litorale necessita innanzitutto di organizzare e interpretare informazioni derivanti sia dalla stima delle voci che compongono il bilancio sedimentario che dalla conoscenza idraulica e geomorfologica del territorio posto in esame. Le proposte di pianificazione possono dunque essere ottenute attraverso la definizione di un criterio che permetta di identificare le criticità lungo il litorale e stabilire le priorità di intervento a difesa della costa. Lo studio integrato e a scala globale per la gestione della zona costiera è stato applicato a diverse regioni italiane (Anfuso *et al.*, 2011; Martinelli *et al.*, 2010; Preti, 2008); nel presente studio si fa riferimento alle elaborazioni e alla metodologia applicata al litorale Veneto.

2 METODOLOGIA E CASO STUDIO

Per la valutazione e l'analisi delle dinamiche che riguardano la costa, in accordo con quanto riportato da Tolvanen & Kalliola (2008), è essenziale raccogliere, catalogare e elaborare tutti i dati e le analisi in una forma che sia facilmente accessibile da tutti gli enti gestori del litorale. Risulta dunque opportuno suddividere la costa in celle morfologicamente omogenee e aggregare tutte le informazioni seguendo questa suddivisione. Per cella morfologicamente omogenea, o cella litoranea, si intende un tratto di costa compreso entro elementi morfologicamente notevoli, quali ad esempio foci fluviali, bocche lagunari, dighe portuali, etc. Al suo interno i movimenti dei sedimenti sono relativamente liberi e condizionati dalle caratteristiche delle singole mareggiate.

La creazione di un "GIS costiero", ovvero di una piattaforma all'interno della quale catalogare tutti i dati disponibili, permette di interfacciarsi con modelli numerici per la stima delle voci coinvolte nel bilancio sedimentario (e.g. per il calcolo del trasporto solido costiero Tomasicchio, 2013) e facilita la pianificazione costiera a scala regionale.

L'area posta come esempio per questa metodologia è il litorale della Regione Veneto che si estende per circa 160 km, tra la foce del fiume Tagliamento e la foce del Po di Goro (Ferla, 2013; Ruol, 1996). Le sue caratteristiche principali sono la continua evoluzione e la variabilità spazio-temporale di usi del territorio e

alternanza degli ecosistemi; essa è caratterizzata da un sistema di foci (Tagliamento, Livenza, Piave, Sile, Brenta, Adige e Po) e lagune (Caorle, Venezia e le lagune del Delta del Po).

La Figura 1 mostra alcune informazioni inserite all'interno del "GIS costiero" per una cella situata all'estremo Nord della costa Veneta; la Tabella 1 riporta un esempio di raccolta di informazioni ed elaborazioni, specificandone la loro fonte e la loro scala spaziale.

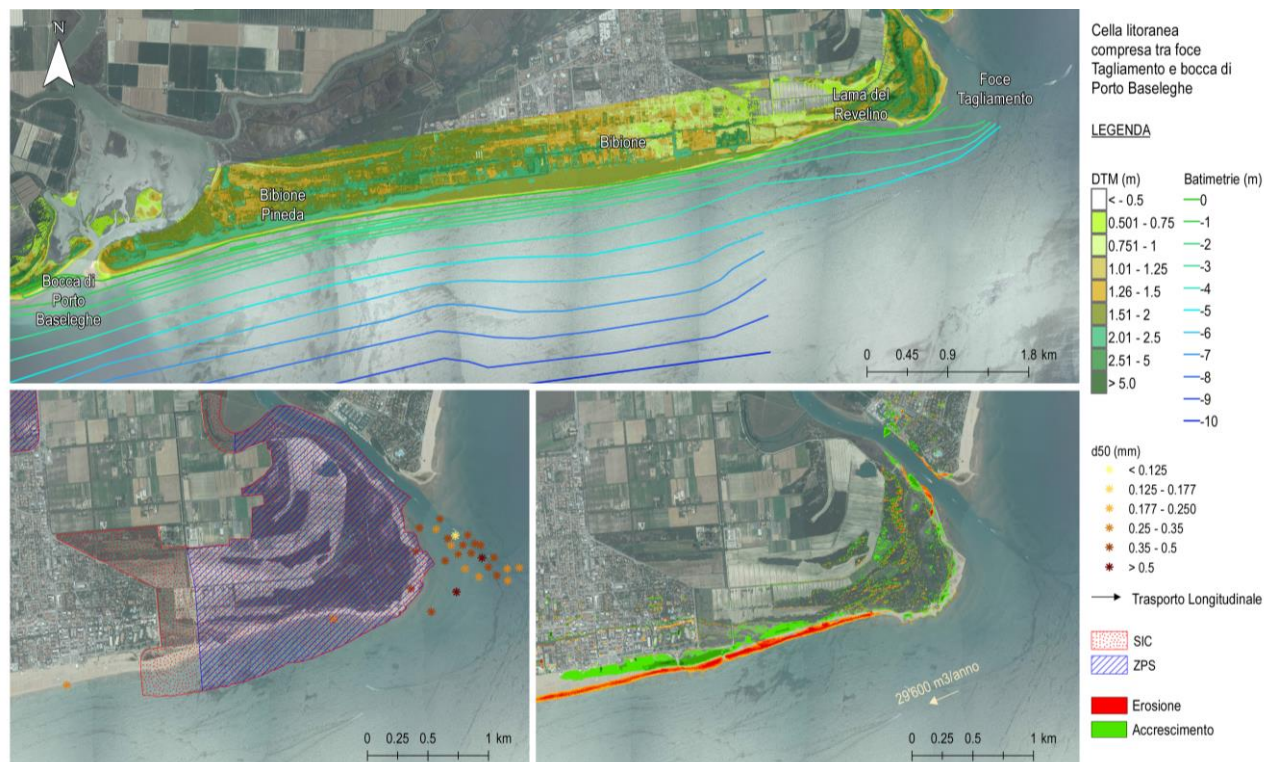


Figura 1. GIS costiero: cella litoranea appartenente alla costa Veneta (compresa tra foce Tagliamento e Bocca di Porto Baseleghe): informazioni topografiche e batimetriche (in alto), dettaglio foce Tagliamento (in basso): informazioni sedimentologiche e ambientali (sx), stato evolutivo (dx).

Dati	Fonte informazione	Tipo dato	Scala
Informazioni spaziali (e.g. confini amministrativi)	dato disponibile/misura	geografico	puntuale
Opere di difesa	"	geografico	puntuale
Ripascimenti/Dragaggi	"	bilancio sedim.	aggregato
Zone di interesse ambientale (Rete Natura2000 SIC, ZPS)	"	geografico	puntuale
Informazioni sedimentologiche	"	geografico	puntuale
Rilievi topo-batimetrici (DTM, DSM, dati interferometrici, etc.)	"	geografico	puntuale
Immagini di base (e.g. Ortofoto)	"	geografico	puntuale
Volumi di erosione/accrescimento	elaborazione (da modelli numerici)	bilancio sedim.	aggregato
Direttiva Alluvioni (2007/60/CE)	"	geografico	puntuale
Trasporto solido longitudinale e trasversale	"	bilancio sedim.	aggregato
Apporto solido fluviale	"	bilancio sedim.	puntuale
Subsidenza	"	bilancio sedim.	puntuale
Dati meteo-marini	"	geografico	puntuale
Evoluzione della linea di riva	"	geografico	aggregato

Tabella 1. Raccolta e catalogazione di informazioni e dati riguardanti la costa

3 ANALISI DEI PROCESSI COSTIERI E INDIVIDUAZIONE DELLE PRIORITÀ

La raccolta delle diverse informazioni che riguardano la gestione della zona costiera e la stima delle voci che formano il bilancio sedimentologico costiero (e.g. apporti fluviali, trasporto solido litoraneo) fornisce un'immagine a scala globale piuttosto disomogenea, dovuta all'inevitabile presenza di errori nel calcolo delle

diverse voci. Per poter ricostruire una analisi più realistica viene proposta una metodologia per una quantificazione omogenea e su scala regionale dei processi coinvolti nella dinamica litoranea e una valutazione delle priorità di intervento basata su un criterio oggettivo applicato all'intera zona in esame.

3.1 Stima del bilancio sedimentario costiero

La variazione ottenuta sommando i diversi contributi del bilancio sedimentario deve essere confrontata con quella misurata nel calcolo del volume dei sedimenti accumulati o erosi. Il bilancio di massa per ciascuna cella è dunque:

$$\Delta V / \Delta t = \sum Q_{SED} = -Q_{LS}(1) + Q_{LS}(2) - Q_{CR} - Q_{SUB} - Q_{CRF} + Q_F + Q_N - Q_D \quad (1)$$

dove $\Delta V / \Delta t$ è il volume di accrescimento o erosione stimato dalle variazioni batimetriche e Q_{SED} sono i contributi al bilancio sedimentario raccolti o calcolati dai modelli numerici: $Q_{LS}(1)$ e (2) sono il trasporto solido longitudinale alle due estremità della cella (+ identifica trasporti diretti verso Sud), Q_{CR} e Q_{CRF} sono i trasporti solidi trasversali dovuti a dinamiche costiere e fluviali, Q_{SUB} è la perdita causata dal fenomeno della subsidenza, Q_F è l'apporto solido fluviale, Q_N è il volume dei ripascimenti effettuati e Q_D è il volume dei dragaggi. Minimizzando gli errori stimati per ogni voce, il bilancio fornisce indicazioni locali sull'accrescimento o l'erosione del litorale. La procedura è eseguita con il metodo dei minimi quadrati, pesando ogni voce con una varianza stimata. A tale scopo è stata valutata a priori una incertezza per ciascuna variabile: a) trasporto longitudinale: incertezza pari a 1/4 del valore lordo; b) dragaggi e ripascimenti: incertezza pari a 1/10 del valore ricavato dalle informazioni disponibili; c) trasporto trasversale: incertezza pari a 1/4 del valore stimato; d) apporto fluviale: incertezza pari a 1/2 del valore stimato; e) accumuli/erosioni misurati: incertezza pari a 2 m³/m moltiplicato per la lunghezza della cella. La varianza di ciascuna variabile non è uguale a tale incertezza ma dipende dal grado di conoscenza del tratto, che è diverso cella per cella.

Questa metodologia permette di individuare le criticità in ciascuna zona ma anche di ottenere una visione globale del sistema litoraneo. Si evidenzia infatti che, essendo il trasporto solido litoraneo valutato al contorno di due celle adiacenti, una perturbazione in una cella provoca variazioni in tutte le variabili del sistema.

3.2 Metodo per l'individuazione delle priorità lungo il litorale

Per la pianificazione e gestione della zona costiera a difesa dall'erosione e dall'ingressione marina è essenziale individuare le criticità e di conseguenza, a seconda delle risorse disponibili, le priorità di intervento. Svolgendo in ciascun tratto un'approfondita analisi delle dinamiche costiere è possibile proporre un indice di priorità ottenuto, in accordo con quanto riportato da Benassai *et al.* (2009), dal prodotto tra vulnerabilità morfologica V_M e vulnerabilità socio-economica V_{SE} dei vari tratti della fascia costiera in esame.

$$IP = \sum V_M \times \sum V_{SE} \quad (2)$$

Con vulnerabilità morfologica si intende la somma della tendenza erosiva e della pericolosità all'ingressione marina in un tratto di litorale; con vulnerabilità socio-economica si intende la somma degli indici relativi ad aspetti economici e culturali quali ad esempio la pressione d'uso turistica, il valore ambientale, la fruibilità produttiva (Tabella 2).

Vulnerabilità	Fattori	Informazioni/dati
Vulnerabilità morfologica	Tendenza erosiva	Bilancio sedimentario, variazione linea di riva
	Pericolosità all'ingressione marina	Direttiva Alluvioni (2007/60/CE), presenza di zone a rischio di allagamento
	Rilevanza interventi di difesa	Investimenti e frequenza degli interventi negli ultimi decenni
Vulnerabilità socio economica	Valore ambientale	Presenza Siti Natura 2000, presenza di parchi o oasi naturalistiche
	Pressione d'uso turistica	Presenze turistiche, presenza stabilimenti balneari
	Grado di urbanizzazione	Presenza e grandezza centri abitati, presenza strutture ad uso turistico,
	Fruibilità produttiva	Attività produttive (pesca, agricoltura, molluschicoltura etc.)
	Eredità culturale	Zone di particolare interesse culturale/storico

Tabella 2. Indicazioni per la stima della vulnerabilità morfologica e della vulnerabilità socio economica per la valutazione dell'indice di priorità

A ciascun termine di vulnerabilità viene assegnato un “punteggio” variabile tra 1 (poco rilevante) e 4 (molto rilevante) in relazione alle caratteristiche della cella in esame. L’indice di priorità (min IP = 12, max IP = 192) viene suddiviso in classi di priorità: < 30 bassa, compreso tra 30 e 60 media, compreso tra 60 e 90 alta, > 90 molto alta. La figura 2 riporta il criterio e il risultato ottenuto per la costa veneta.

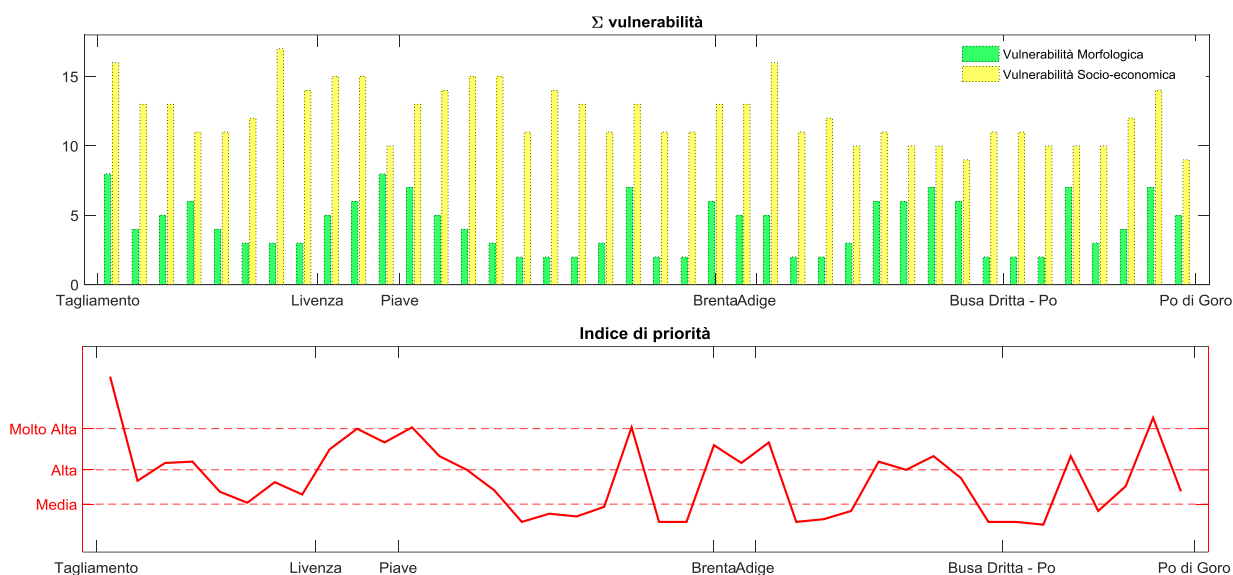


Figura 2 Analisi della vulnerabilità morfologica e socioeconomica e valutazione dell’indice di priorità nel litorale Veneto

4 CONCLUSIONI

La procedura descritta fornisce, a partire da una accurata conoscenza del territorio in esame e delle dinamiche costiere coinvolte, un metodo per la valutazione delle criticità e dunque rappresenta un quadro utile alla pianificazione delle possibili strategie e interventi, unitamente alle necessarie attività di monitoraggio. Inoltre la metodologia illustrata per definire gli interventi prioritari, attraverso un criterio oggettivo e omogeneo per tutte le celle (basato sulle criticità riscontrate in relazione alla vocazione e fruibilità dei diversi tratti), risulta uno strumento utile per gli enti gestori del litorale, mirato ad un uso consapevole e non emergenziale delle risorse sabbiose ed economiche disponibili. L’aggiornamento continuo dei dati, delle elaborazioni e delle informazioni garantisce l’efficacia di questa strategia unitaria.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato sviluppato nell’ambito dell’accordo con la Regione Veneto: “Gestione integrata della zona costiera. Progetto per lo studio ed il monitoraggio della linea di costa per la definizione degli interventi di difesa dei litorali dall’erosione nella Regione Veneto”.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Aminti, P., Cammelli, C., Cappietti, L., Jackson, N. L., Nordstrom, K. F., & Pranzini, E. Evaluation of Beach Response to Submerged Groin Construction at Marina di Ronchi, Italy, Using Field Data and a Numerical Simulation Model. *Journal of Coastal Research*, 2004, 99–120.
- Anfuso, G., Pranzini, E., Vitale, G. An integrated approach to coastal erosion problems in northern Tuscany (Italy): Littoral morphological evolution and cell distribution, *Geomorphology*, Volume 129, Issues 3–4, 15 June 2011, 204-214
- Benassai, G., Chirico, F., & Corsini, S. Una metodologia sperimentale per la definizione del rischio da inondazione costiera. *Studi costieri*, 2009, 16, 51-72.
- Ferla, M., Crosato, F., & Ragazzo, M. (2013). Litorali e Lagune del Nord Est.
- Preti, M. Stato del litorale Emiliano-romagnolo all’anno 2007 e piano decennale di gestione. I quaderni di ARPA Emilia Romagna, 2008, 270 pp.
- Ruol, P., and Tondello M. Sediment transport and balance along the coastal fringe of the Po River Delta. *Proceedings final workshop “Impact of climatic change on northwestern Mediterranean Deltas (MEDDELT)”*, 1996.
- Martinelli, L., Zanuttigh, B. Corbau, C. Assessment of coastal flooding hazard along the Emilia Romagna littoral, IT, *Coastal Engineering*, Volume 57, Issues 11–12, November–December 2010, 1042-1058,
- Tolvanen, H., & Kalliola R. A structured approach to geographical information in coastal research and management. *Ocean & Coastal Management*, 2008, 51(6), 485-494.
- Tomasicchio, G. R., D’Alessandro, F., Barbaro, G., & Malara, G. General longshore transport model. *Coastal Engineering*, 2013, 71, 28-36.

INSEGNAMENTI TRATTI DALLA SIMULAZIONE DELLE INONDAZIONI DELLA ROMA STORICA

Emiliano Alimonti, Stefano Lollai, Corrado Paolo Mancini, Elena Volpi, Aldo Fiori, Guido Calenda

Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi Roma Tre

ASPETTI CHIAVE

- Lo studio delle antiche piene fornisce le basi per la definizione degli scenari di pericolosità nella città moderna e consente la ricostruzione di lunghe serie di portate estreme
- La ricostruzione delle piene storiche richiede l'implementazione di modelli idraulici in grado di rappresentare la complessa dinamica d'esondazione in ambito urbano (e.g. 1D+2D integrati)
- L'esperienza di studio del Fiume Tevere a Roma, grazie alla ricca documentazione storica, può fornire utili informazioni circa i criteri di selezione dei parametri idraulici fondamentali

1 INTRODUZIONE

Lo studio delle antiche piene, la cui ricostruzione è possibile laddove è disponibile una documentazione storica, ha il duplice obiettivo di (i) simulare l'andamento delle aree inondate nelle città antiche, fornendo le basi per la definizione degli scenari di pericolosità nelle città moderne e (ii) consentire la ricostruzione delle lunghe serie di portate estreme. Quest'ultimo è di fondamentale importanza per una stima affidabile della probabilità delle grandi piene che caratterizzano gli scenari di pericolosità e per l'ottimizzazione delle strategie e degli interventi di protezione idraulica nelle aree urbane.

La ricostruzione delle piene storiche richiede l'implementazione di modelli idraulici di propagazione dei deflussi che siano in grado di rappresentare la complessa dinamica d'esondazione in ambito urbano. A tale scopo rivestono particolare interesse i modelli che adottano uno schema numerico integrato di tipo monodimensionale in alveo (1D) e bidimensionale (2D) nelle aree urbane.

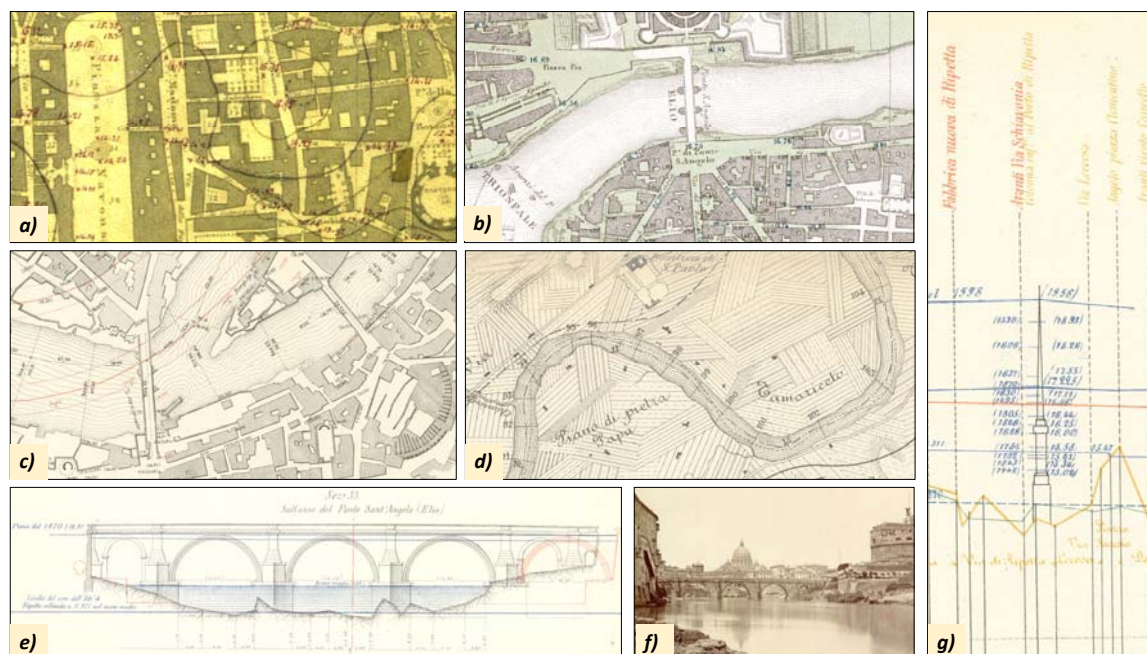


Figura 1. Informazione storica disponibile: (a) rilievo quotato della città nel 1871 con curve di livello (1 m), (b) rilievo dell'inondazione del 1870 nella città con le massime quote e tiranti idrici raggiunti, rilievo delle sezioni d'alveo (c – urbano, d – extraurbano) e dei ponti (e) con i massimi livelli della piena del 1870, (f) descrizione fotografica dell'intero alveo urbano antico, (g) profili idrici dei massimi livelli delle piene del 1870 (urbano ed extraurbano) e del 1871 (urbano) assieme alle indicazioni dei massimi livelli raggiunti dalle massime piene storiche all'idrometro di Ripetta e in altri punti dell'alveo urbano.

Il comportamento di tali modelli è governato da parametri che regolano la resistenza al moto in alveo (dominio 1D) e nelle aree inondate (dominio 2D) e lo scambio di portata fra i due domini. Mentre si dispone di un'ampia letteratura tecnica e scientifica sui valori che i parametri fondamentali possono assumere per la componente monodimensionale dei modelli (1D), lo stesso non può dirsi per i parametri che determinano il comportamento della componente 2D e lo scambio tra di esse.

Il caso del Fiume Tevere a Roma rappresenta una situazione di eccezionale rilevanza in termini d'informazione storica disponibile. A seguito della grande inondazione avvenuta nel dicembre del 1870, che arrecò ingentissimi danni alla capitale, fu effettuato un rilievo dettagliato del fiume (Canevari, 1871), illustrato nella figura 1.

Sulla base delle informazioni cartografiche e idrometriche disponibili si è realizzato un modello idraulico di propagazione basato su uno schema 1D+2D integrato (descritto al paragrafo 2). E' stata quindi condotta un'analisi di sensitività sui parametri del modello che regolano, sia lo scambio di portata fra alveo e zone inondate (i.e. i parametri di sfioro), sia la complessa dinamica d'esondazione in ambito urbano (i.e. i parametri di scabrezza). I risultati di questa analisi, cui si fa cenno sinteticamente al paragrafo 3, evidenziano il ruolo dei parametri e forniscono per essi valori di riferimento, che possono trovare applicazione in situazioni di analoga complessità. Il caso presentato costituisce pertanto un'importante esperienza di studio che, grazie alla ricca documentazione disponibile, contribuisce allo stato delle conoscenze sulla modellazione delle inondazioni in ambito urbano.

2 MODELLO IDRAULICO

Il modello idraulico, mostrato nella figura 2, è implementato nel codice di calcolo HEC-RAS (versione 5.0). Il codice integra nel dominio di calcolo 1D le equazioni di De Saint-Venant del moto vario monodimensionale, mentre le condizioni del moto nel dominio 2D sono risolte tramite l'approssimazione parabolica delle equazioni bidimensionali del moto vario, trascurando, quindi, i termini inerziali. L'integrazione del dominio di calcolo 2D avviene mediante il metodo dei volumi finiti.

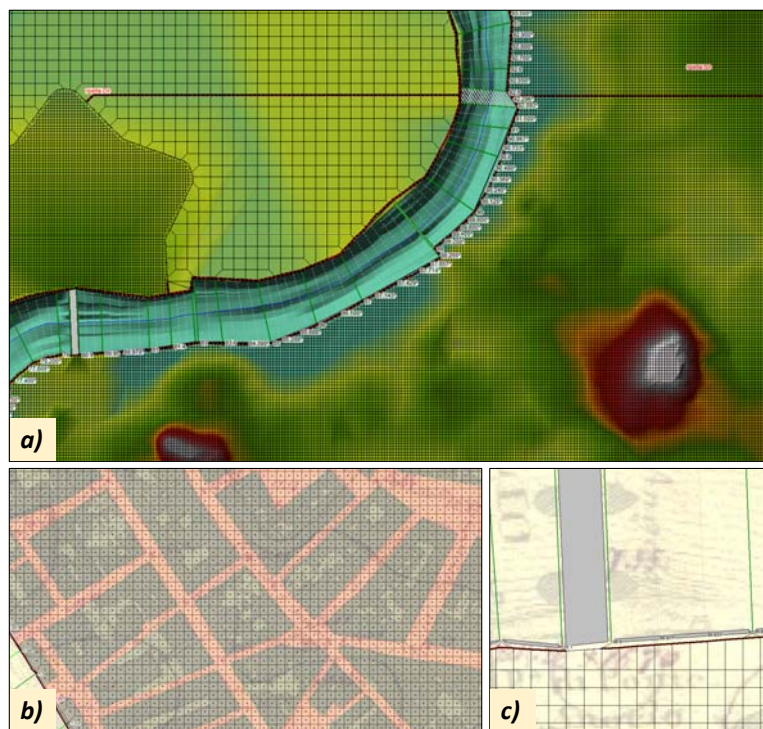


Figura 2. Modello idraulico: (a) geometria su DTM (1×1 m), (b) Land Use nelle aree urbane: grigio – edifici, rosa – strade, (c) connessioni idrauliche 1D – 2D: sfioratori laterali bidirezionali.

Come base per le modellazioni idrauliche 2D si è utilizzato un modello digitale del terreno (*DTM*) con passo *1 m*, generato dalla cartografia d'epoca disponibile. Il dominio di integrazione 2D è costituito da maglie di tipo misto, sia strutturate (quadrato), sia non strutturate (triangoli o poligoni fino a 9 facce). Il codice di calcolo consente di differenziare le resistenze al moto nelle celle di calcolo del dominio 2D assegnando differenti scabrezza a una rappresentazione dell'uso del suolo (*Land Use*). Le connessioni idrauliche tra i domini di calcolo 1D e 2D, sono attuate tramite sfioratori laterali bidirezionali.

3 RISULTATI

L'analisi di sensitività ha permesso di identificare i parametri principali dai cui dipendono le dinamiche dell'inondazione, ed in particolare i parametri che caratterizzano le connessioni idrauliche tra i domini di calcolo 1D e 2D (coefficienti di sfioro) e quelli che caratterizzano la dinamica d'inondazione al di fuori dell'alveo (coefficienti di resistenza al moto). La calibrazione di tali parametri ha consentito di ricostruire l'andamento della piena del 1870, riproducendo i livelli idrici osservati in corrispondenza delle sezioni lungo l'alveo e l'estensione e i tiranti idrici dell'inondazione all'interno della città. Nella figura 3 si mostra, a titolo di esempio, il medesimo istante temporale dell'inondazione simulata avendo adottato differenti coefficienti di Manning per le strade, mentre per gli edifici tali coefficienti sono stati mantenuti un ordine di grandezza superiori.

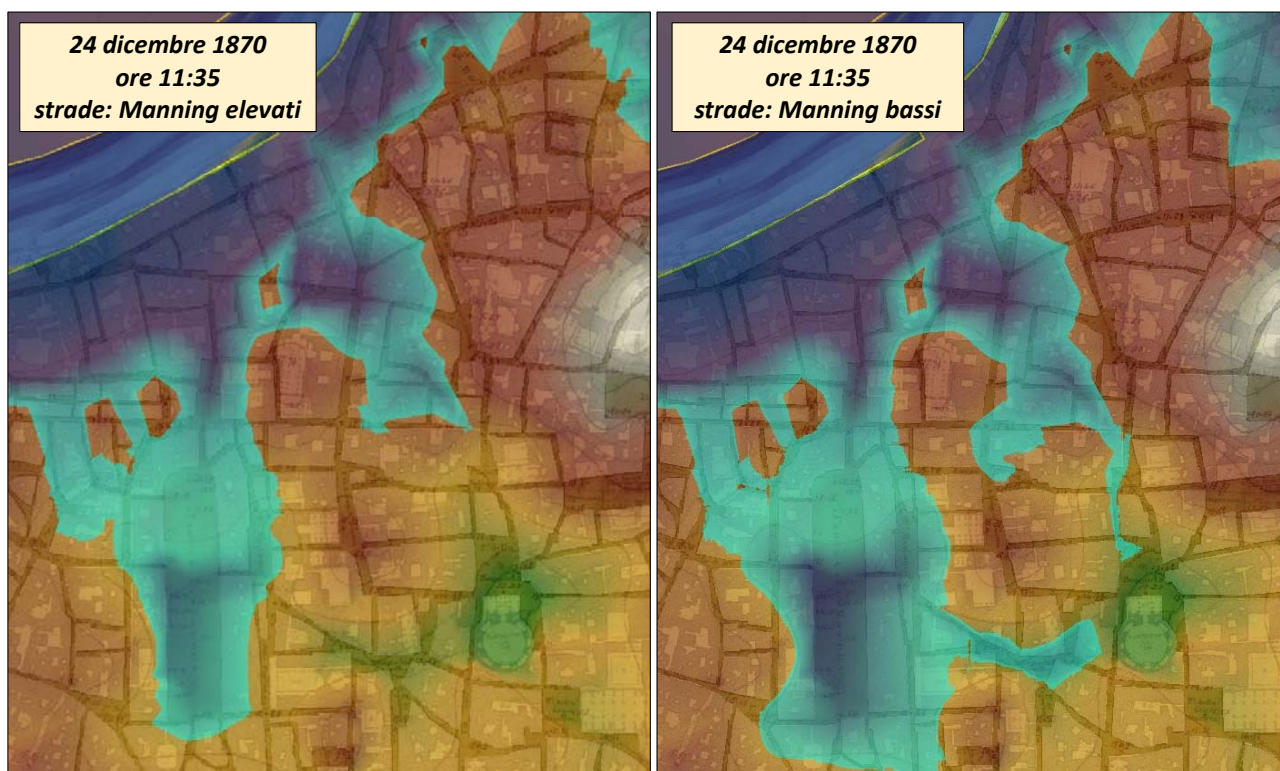


Figura 3. Esempi di analisi di sensitività dei parametri: (a sinistra) strade con Manning elevati, (a destra) strade con Manning bassi.

Nella figura 4 si mostra l'estensione dell'inondazione urbana simulata assieme al profilo idrico in alveo confrontato con i livelli misurati.

Il presente studio enfatizza l'importanza dei sopracitati parametri per una corretta rappresentazione delle dinamiche dell'inondazione in ambito urbano e dei tiranti idrici ad essa associati.

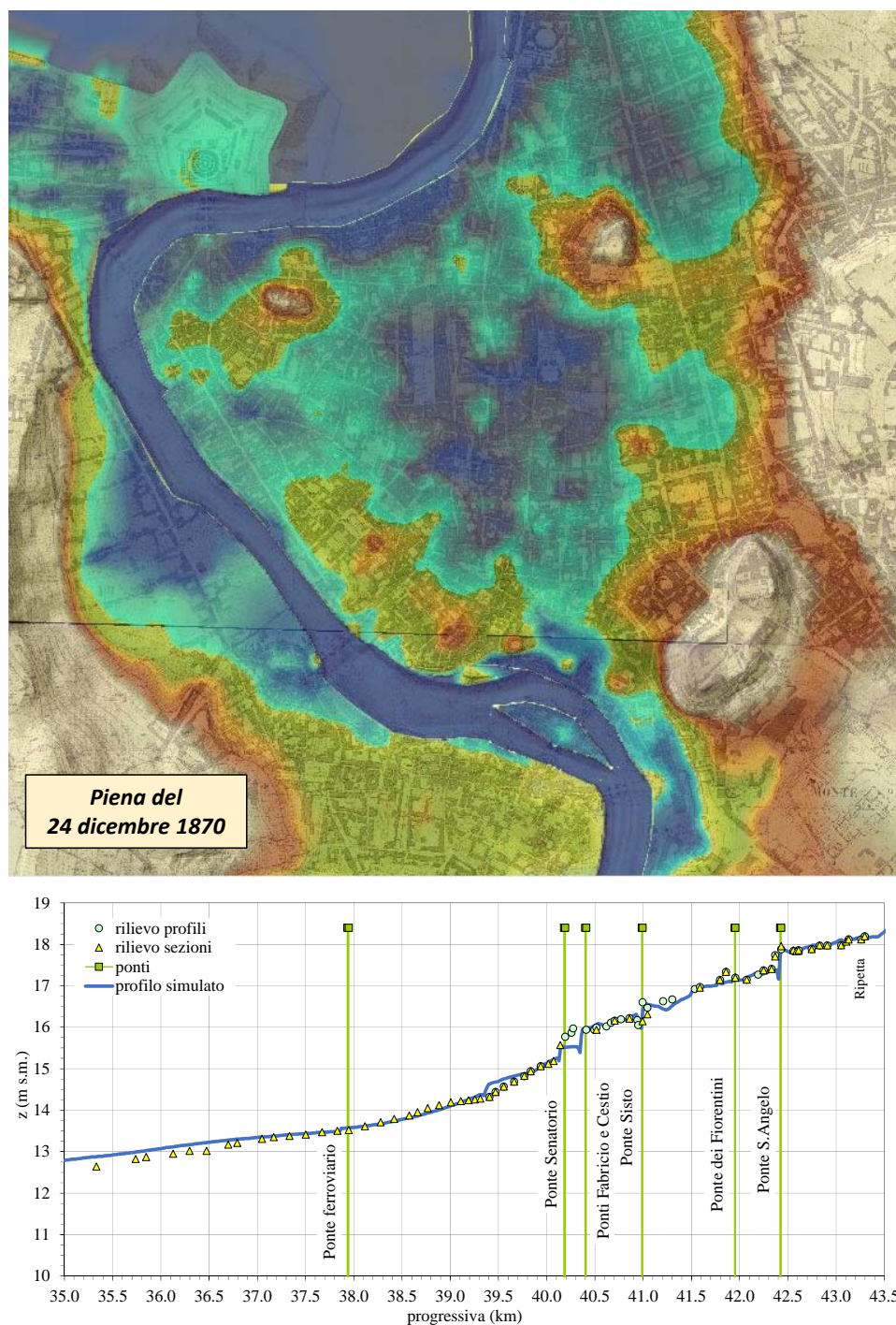


Figura 4. Esempio di risultati delle simulazioni: (alto) limiti e tiranti simulati delle aree inondate dalla piena del 1870, (basso) profilo idrico in alveo simulato e quote idriche rilevate della piena: in alveo (*sezioni*) e lungo le aree urbane adiacenti l'alveo (*profili*).

ANALISI DELLA PRESSIONE ANTROPICA SUL RETICOLO IDROGRAFICO ITALIANO TRAMITE DATI SATELLITARI DI LUMINOSITÀ NOTTURNA AD ALTA DEFINIZIONE

Irene Soligno¹, Serena Ceola², Francesco Laio¹ & Alberto Montanari²

(1) Dipartimento di Ingegneria dell'Ambiente, del Territorio e delle Infrastrutture, Politecnico di Torino, Torino, Italia;

(2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Università di Bologna, Bologna, Italia.;

ASPETTI CHIAVE

- I dati satellitari di luce notturna consentono la stima del livello di antropizzazione del territorio.
- Al fine della valutazione del rischio idraulico in Italia, si analizzano dati di luminosità notturna in prossimità planimetrica ed altimetrica della rete idrografica.
- L'analisi dei trend temporali di luminosità notturna in prossimità dei corsi idrici permette l'individuazione di possibili aree a rischio idraulico.

1 PREMESSA

Esiste una stretta connessione tra l'incremento demografico in prossimità dei corsi idrici e il decremento della qualità e della biodiversità delle acque (Vorosmarty *et al.*, 2010). Le dinamiche demografiche spaziotemporali sono considerate un importante aspetto per la valutazione e la mitigazione del pericolo di inondazione. L'utilizzo di dati satellitari di luminosità notturna permette una mappatura accurata, diretta e su ampia scala dei processi di urbanizzazione e quindi delle dinamiche demografiche (Small *et al.*, 2005). Recenti studi hanno evidenziato, su scala globale, un legame tra l'aumento di luminosità notturna e l'intensificarsi di danni economici causati da eventi alluvionali (Ceola *et al.*, 2014). Il presente studio si pone l'obiettivo di effettuare un'analisi spaziale e temporale della pressione antropica sul territorio italiano mettendo in relazione dati di tipo idromorfologico e dati satellitari di luminosità artificiale notturna.



Figura 1. Immagine satellitare dell'Italia (http://svs.gsfc.nasa.gov/vis/a010000/a011100/a011146/index_svs.html).

2 MATERIALI E METODI

I dati satellitari di luminosità notturna sono stati associati a punti appartenenti al reticolo idrografico italiano per quantificare l'evoluzione temporale e spaziale dell'urbanizzazione in prossimità dei corsi idrici.

Nel presente studio sono stati utilizzati i dati annuali di luminosità notturna forniti dal National Geophysical Data Centre (NGDC) del National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA); tali dati derivano

dalle misurazioni effettuate nell'ambito del Defense Meteorological Satellite Program, gestito dal Dipartimento della Difesa americano. Il set di dati comprende 22 anni di misurazioni, dal 1992 al 2013, e viene fornito in formato raster con risoluzione pari a 30 secondi di grado (circa 1 km all'equatore). Ad ogni cella corrisponde un valore di luce annuale espresso tramite un indicatore DN che varia da 0 (buio totale) a 63 (massima luminosità). Per determinare il reticolo idrografico, le direzioni di drenaggio e le quote del terreno è stato utilizzato il database fornito da HydroSHEDS (*Lehner et al., 2008*), anch'esso avente risoluzione di 30 secondi di grado.

Sono state svolte due tipologie di analisi spaziali: la prima considera la distanza planimetrica di ogni pixel dal reticolo idrografico (*Ceola et al., 2015*), mentre la seconda valuta, seguendo le direzioni di drenaggio, le differenze di quota tra i pixel e il reticolo idrografico.

Nel primo caso sono state individuate 5 classi di distanza distribuite concentricamente rispetto al reticolo idrografico: i pixel classificati come "distanza 0" appartengono al reticolo, mentre i pixel immediatamente adiacenti sono classificati "distanza 1" e i successivi distanza 2, 3 e 4 (Figura 2a). Non sono state condotte analisi per distanze superiori ai 4 pixel poiché questi ultimi coinvolgono meno del 5% della superficie totale. Per ogni classe di distanza è stata calcolata la luminosità media annuale ed è stato stimato il trend temporale di luminosità notturna tra il 1992 e il 2013, applicando un modello di regressione lineare. Tali analisi sono state svolte a scala nazionale, regionale, di bacino e comunale.

Per la seconda tipologia di analisi la classificazione è stata realizzata calcolando la differenza tra la quota del pixel valutato e la quota del primo punto appartenente al reticolo idrografico raggiunto seguendo le direzioni di drenaggio. A tal proposito si noti che tale punto non è necessariamente il punto planimetricamente più vicino al pixel considerato (Figura 2c). La suddivisione in classi è stata effettuata considerando differenze altimetriche (DQ) inferiori a 30 m poiché tali valori risultano maggiormente significativi nel contesto del rischio idraulico (Figura 2d). Per ogni classe è stata stimata, a scala nazionale e di bacino, la media e il trend temporale di luminosità notturna.

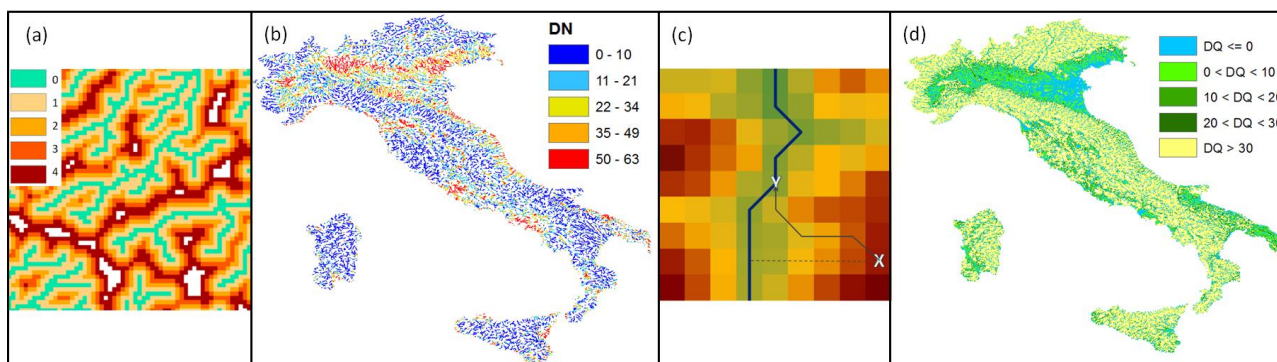


Figura 2. Il pannello (a) rappresenta la suddivisione in classi di distanza rispetto al reticolo idrografico; il pannello (b) riporta il valore di luminosità notturna nell'anno 2013 per la classe di distanza 0. Il pannello (c) schematizza la procedura per il calcolo di DQ, dove DQ è dato dalla differenza di quota tra i punti X e Y; il pannello (d) illustra e colloca geograficamente le classi di DQ.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Analizzando la relazione tra luminosità notturna e distanza dal reticolo idrografico si è evidenziato, sia a scala nazionale che regionale, un incremento del valore di luce medio annuale al decrescere della distanza dal reticolo idrografico (Figura 3a). Infatti, per tutta la serie storica, le classi di distanza 0 e 1 hanno valori di luce medi annuali maggiori rispetto alle classi di distanza 2, 3 e 4. Si rileva, dunque, una maggiore antropizzazione in prossimità dei corsi idrici.

Per quanto riguarda la tendenza temporale a scala nazionale, si è osservato un andamento crescente nei valori medi di luce dall'anno 1992 al 2013. Tale andamento non è uniformemente distribuito sul territorio nazionale poiché, sia a scala regionale che comunale, alcune zone hanno evidenziato andamenti quasi

costanti o, nel caso comunale, trend temporali decrescenti (Figura 3b). La mappatura dei trend temporali di luce pone in risalto le zone in cui è progressivamente aumentata la pressione antropica, evidenziando aree potenzialmente soggette a rischio idraulico.

Per quanto riguarda l'analisi della luminosità notturna in relazione alle classi di differenza di quota rispetto al reticolo idrografico, si è rilevato che considerando la classe avente DQ tra 0 e 10 m il trend temporale di luminosità risulta positivo per circa l'80% dei bacini idrografici principali. Inoltre si è osservato, considerando la classe $0 < DQ \leq 10$, che i valori maggiori di luminosità media notturna interessano principalmente i bacini idrografici del centro e nord Italia (Figura 3c).

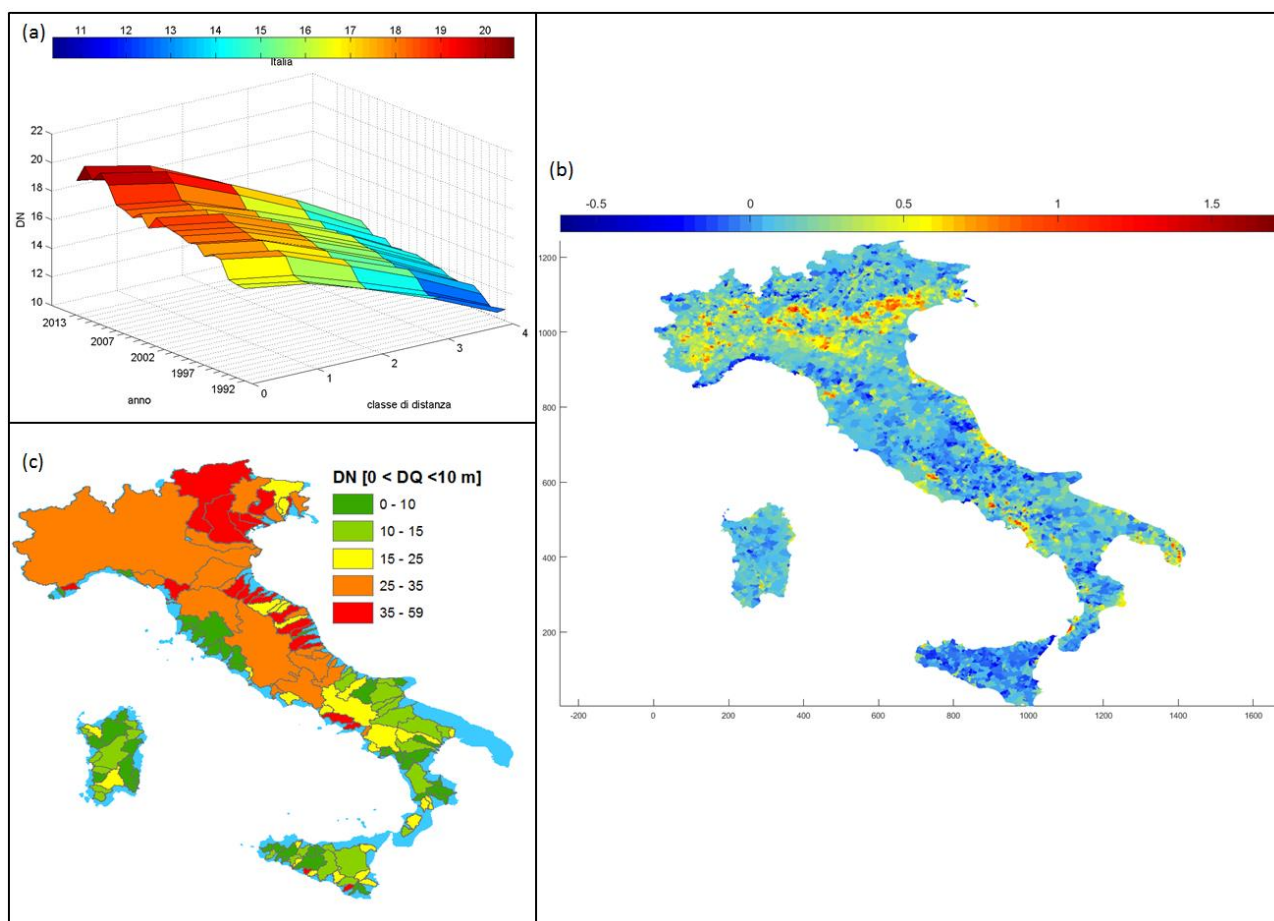


Figura 3. Nel pannello (a) sono riportate per le diverse classi di distanza i valori medi annuali di luminosità in Italia; si noti che i valori più elevati di luminosità media annuale si trovano adiacenti al reticolo idrografico; il pannello (b) illustra i trend temporali di luminosità per i diversi comuni italiani; il pannello (c) rappresenta, per ogni bacino, la media temporale e spaziale di luminosità considerando solo i pixel aventi DQ tra 0 e 10. (Bacini idrografici principali da: <http://www.sinanet.isprambiente.it/it/sia-ispra/download-mais/>).

I dati satellitari di luminosità notturna si dimostrano un efficace strumento per l'analisi della pressione antropica sul territorio poiché consentono di effettuare analisi sia su scala spaziale che temporale. Si è individuata una maggiore urbanizzazione in prossimità dei corpi idrici ed una crescente antropizzazione del territorio nel tempo. Il presente studio, analizzando e collocando geograficamente i trend temporali dei processi di urbanizzazione, si presenta come un valido strumento per la valutazione delle aree a possibile rischio idraulico.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Vorosmarty, C., et al. (2010), Global threats to human water security and river biodiversity, *Nature*, 467(7315), 555–561.
- Small, C., et al. (2005), Spatial analysis of global urban extent from DMSP-OLS night lights, *Remote Sensing of Environment* 96, 277-291.
- Ceola, S., F. Laio, and A. Montanari (2014), Satellite nighttime lights reveal increasing human exposure to flood worldwide, *Geophys. Re. Lett.*, 41, 7184-7190.
- NOAA - Earth Observation Group, Version 4 DMSP-OLS Nighttime Lights Time Series [<http://www.ngdc.noaa.gov/eog/dmsp/downloadV4composites.html#AVSLCFC>]
- Lehner, B., K. Verdin, and A. Jarvis (2008), New global hydrography derived from spaceborne elevation data, *Eos Tran. AGU*, 89(10), 93–94.
- Ceola, S., F. Laio, and A. Montanari (2015), Human-impacted waters: New perspectives from global high resolution monitoring, *Water Resour. Res.*, 51, 7064–7079.

EFFETTI DEL CAMBIAMENTO CLIMATICO E DELL'URBANIZZAZIONE NELLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO

Mariacrochetta Sambito¹, Lorena Liuzzo¹, Vincenza Notaro¹, Gabriele Freni¹

(1) Facoltà di Ingegneria e Architettura, Università degli Studi di Enna Kore - Cittadella Universitaria, 94100 Enna.

ASPETTI CHIAVE: *rischio idraulico, cambiamento climatico, urbanizzazione.*

- *Integrazione degli effetti del cambiamento climatico e dell'urbanizzazione nella determinazione del rischio idraulico.*
- *Valutazione e confronto del rischio idraulico nello scenario attuale e in quelli futuri di cambiamento climatico e di urbanizzazione.*
- *Applicazione della procedura di valutazione del rischio idraulico ad un bacino siciliano.*

1 PREMESSA

Negli ultimi anni si è assistito al verificarsi di numerosi e drammatici eventi di piena che hanno causato ingenti danni in differenti aree del territorio europeo. Secondo l'ultimo report dell'*Intergovernmental Panel on Climate Change* (2013), l'aumento della temperatura media globale e la conseguente alterazione della frequenza e dell'intensità delle precipitazioni determineranno un incremento di eventi estremi, quali siccità e inondazioni. Anche la normativa europea, con la direttiva 2007/70/CE, ed italiana, con il D.lgs. 49/2010, relative alla gestione del rischio da alluvione, si espongono in merito al cambiamento climatico e prevedono che nella valutazione del rischio idraulico vengano esplicitate analisi di tipo generale in merito alle manifestazioni di cambiamento climatico ed ai suoi effetti sull'idrologia di piena. Numerosi studi hanno evidenziato che, in futuro, gli effetti del cambiamento climatico sul rischio idraulico potranno essere molto rilevanti (Milly *et al.* 2002; Kundzewicz, 2012; Hirabayashi *et al.* 2013; Arnell & Gosling, 2014). Inoltre, in alcune aree il livello di rischio potrà essere ulteriormente aggravato a causa dell'effetto combinato dell'aumento dell'intensità e della frequenza di eventi meteorologici estremi e della crescita della popolazione con conseguente espansione delle zone urbanizzate. In tale contesto di crescente livello di esposizione, la possibilità di quantificare il rischio futuro rappresenta un aspetto essenziale al fine di sviluppare idonee misure di adattamento e mitigazione. Il presente studio è stato finalizzato alla definizione di una procedura per l'integrazione degli effetti del cambiamento climatico e dell'urbanizzazione nella valutazione del rischio da inondazioni a livello locale. La Sicilia, in particolare, è sensibile a tale rischio per via della frequente vicinanza dei centri abitati ai corsi d'acqua naturali. Per tale motivo si è deciso di applicare la procedura ad un bacino idrografico siciliano, nello specifico il bacino del Fiume Lenzi-Baiata, situato nella parte occidentale dell'isola.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Caso studio e dataset

La procedura proposta è stata applicata al bacino idrografico del Fiume Lenzi-Baiata, localizzato nella parte occidentale della Sicilia (Figura 1a). Il bacino ha un'estensione di circa 130 km² ed è interessato da una precipitazione media annua che varia tra 500 e 600 mm (Figura 1b). In Figura 1a sono riportate le stazioni pluviometriche ricadenti in prossimità del bacino esaminato. Le altezze massime di pioggia per data durata (1, 3, 6, 12 e 24 ore) registrate nel periodo 1950-2008, in tali stazioni, sono state fornite dall'*Osservatorio delle Acque-Regione Siciliana* (OA-RS). In Figura 1c sono riportate le funzioni di ripartizione delle altezze massime di pioggia misurate nelle sette stazioni prossime al bacino in esame e considerate nello studio. Da tale grafico si evince che, per una durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore, i valori medi delle altezze massime risultano pari a 27,1 mm, 36,9 mm, 43,4 mm, 49,3 mm e 56,3 mm rispettivamente.

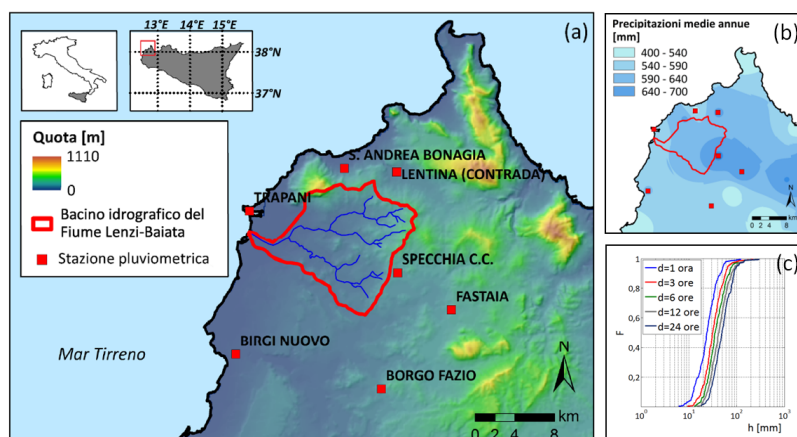


Figura 1. (a) Delimitazione del bacino idrografico e localizzazione delle stazioni pluviometriche; (b) precipitazione media annua relativa al periodo 1981-2012; (c) funzioni di ripartizione delle altezze di precipitazione massima di durate 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

2.2 Curve di probabilità pluviometrica e idrogrammi di piena in scenari di cambiamento climatico

L'analisi del rischio idraulico richiede la stima della probabilità connessa ad un evento estremo di data durata e assegnato tempo di ritorno T . A tale scopo, le curve di probabilità pluviometrica (CPP) rappresentano uno strumento ampiamente utilizzato, in particolare, nella progettazione di opere di drenaggio urbano e di difesa idraulica del territorio. Per quantificare l'effetto del cambiamento climatico sul rischio alluvioni sono state definite le CPP per le attuali condizioni climatiche, indicate come scenario "no trend" e per lo scenario futuro al 2025. Per la valutazione delle curve di probabilità pluviometrica in scenari di cambiamento climatico si è fatto riferimento alla procedura descritta da *Liuzzo & Freni* (2015). Pertanto è stata condotta un'analisi preliminare allo scopo di verificare l'esistenza di trend statisticamente significativi nelle stazioni pluviometriche considerate mediante l'applicazione del test non parametrico di Mann-Kendall. I risultati hanno evidenziato la presenza di un trend crescente (con livello di confidenza pari al 90%) nelle altezze massime di pioggia misurate nella stazione di Borgo Fazio. L'incremento annuo dell'altezza di pioggia di massima intensità e durata pari ad un'ora, stimato mediante una regressione lineare, è risultato pari a 0,33 mm/anno ed è stato utilizzato per la definizione delle CPP negli scenari futuri (sfruttando l'ipotesi d'invarianza di scala). Nel presente studio le altezze massime per assegnato tempo di ritorno sono state stimate mediante la distribuzione di probabilità GEV (*Generalized Extreme Value*). A partire dalle CPP sono stati ottenuti gli ietogrammi Chicago e, mediante il metodo della corrivazione, gli idrogrammi di piena seguendo il metodo standard previsto dal Piano di Assetto Idrogeologico per la Regione Sicilia. In Figura 2 si riportano le CPP e gli idrogrammi di piena relativi agli scenari e ai tempi di ritorno considerati.

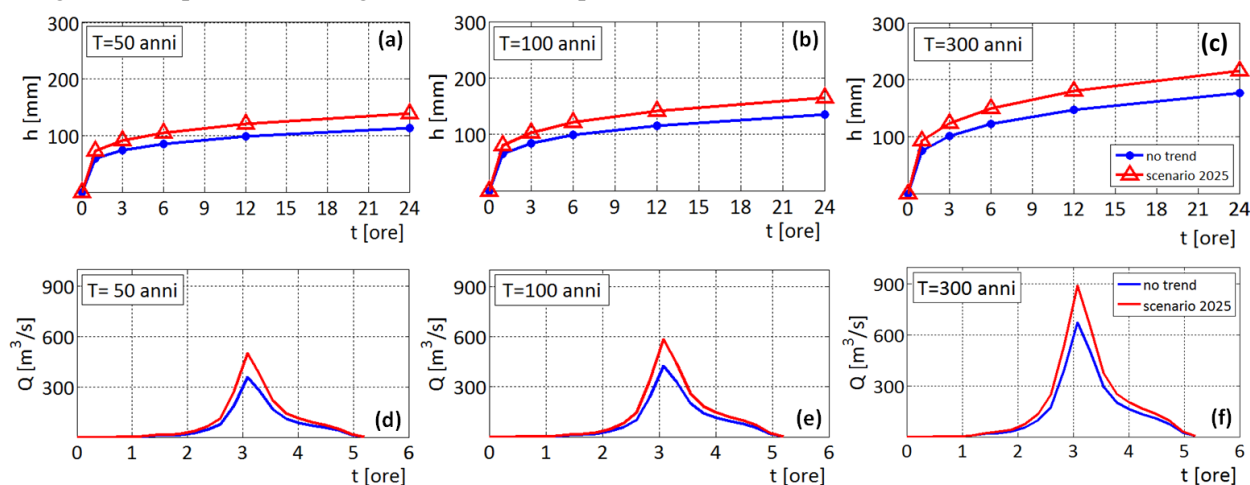


Figura 2. (a) CPP per $T=50$ anni; (b) CPP per $T=100$ anni; (c) CPP per $T=300$ anni; (d) idrogramma di piena per $T=50$ anni; (e) idrogramma di piena per $T=100$ anni; (f) idrogramma di piena per $T=300$ anni.

2.3 Effetto dell'urbanizzazione sul rischio idraulico

In Italia, un'urbanizzazione spesso caotica e priva di criteri ha condotto ad un notevole incremento percentuale della superficie impermeabile e, conseguentemente, ad una diminuzione dell'acqua infiltrata nel suolo verso le falde profonde. Per ottenere una stima degli effetti dell'urbanizzazione sul rischio idraulico, è dunque necessario analizzare le dinamiche di sviluppo ed espansione delle aree urbanizzate.

Per l'analisi degli impatti dell'urbanizzazione sul rischio idraulico per il bacino in esame, si è proceduto alla quantificazione dell'espansione delle aree urbane mediante l'approccio consolidato ed utilizzato dall'ISPRA per la valutazione del consumo di suolo (ISPRA, 2015) ma confrontando le ortofoto disponibili a partire dal 1988 ad oggi piuttosto che i dati satellitari. Tale confronto ha consentito di determinare una legge matematica che descriva la variazione delle aree impermeabili nel tempo (Figura 3).

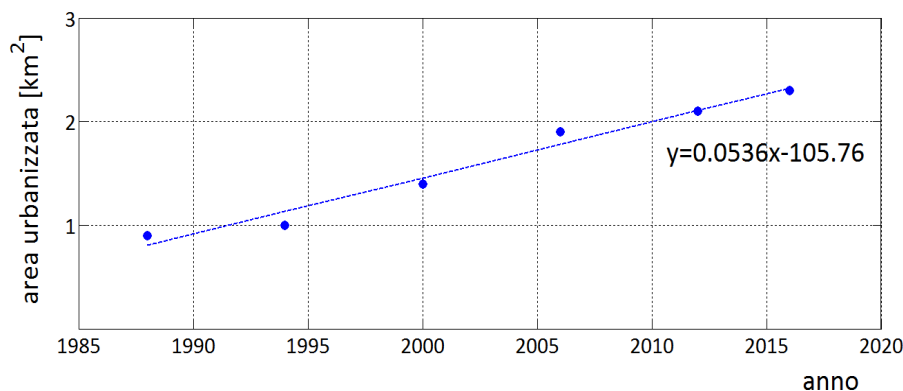


Figura 3. Incremento dell'area urbanizzata nella zona in esame dal 1988 ad oggi.

2.4 Modellazione bidimensionale degli allagamenti

Per la valutazione del rischio idraulico si è fatto uso, in primo luogo, di un modello bidimensionale basato sulla risoluzione delle Equazioni di De Saint Venant in forma completa, che consente la modellazione della propagazione dell'onda di piena e la formazione dei piani di allagamento.

Il modello fornisce la stima di variabili idrauliche (tirante, velocità e portata) nelle celle di uno schema geometrico a griglia regolare. Nel caso in esame è stata utilizzata una griglia composta da elementi di dimensioni 2 m x 2 m ottenendo così un modello complessivo di oltre 286000 celle di calcolo ed un dominio della lunghezza di circa 17 km in direzione Est ed Ovest e largo circa 11 km in direzione Nord e Sud. Definito il dominio di calcolo è stato necessario caratterizzare le celle ed interpolare le quote sulla base del rilievo LIDAR-2008 della Regione Siciliana con risoluzione a terra pari a 2 m. Sono stati fissati valori di scabrezza pari a 0.045 nella scala di Manning per il fondo alveo (che risulta rivestito lungo tutto il dominio), dalle superfici esterne al corso d'acqua, per le quali si è ipotizzato un valore pari a 0.033, e dall'area urbana in cui, invece, la scabrezza ipotizzata ha valore pari a 0.015. In ultimo, sono state inserite le condizioni di input e output individuando le celle dove il corso d'acqua incontra il confine del dominio di calcolo a monte e a valle.

Le simulazioni sono state eseguite sia sulle condizioni attuali che sullo scenario futuro con proiezione al 2025 considerando tempi di ritorno pari a 50, 100 e 300 anni. Le proiezioni future interessano sia il cambiamento climatico che l'aumento di urbanizzazione, in particolare quest'ultimo è stato considerato facendo variare l'area urbana sulla base della retta interpolante presentata in Figura 3. L'analisi della crescita urbana degli ultimi 30 anni ha evidenziato un incremento pari al 2.3%/anno circa. Nella simulazione dello scenario futuro di breve termine (2025) ogni area urbana è stata incrementata proporzionalmente, seguendo preferibilmente le strade che rappresentano una via principale dello sviluppo urbano. In Figura 4 sono riportate l'ortofoto della Regione Sicilia e le quote terreno medie interpolate per ciascuna cella di calcolo.

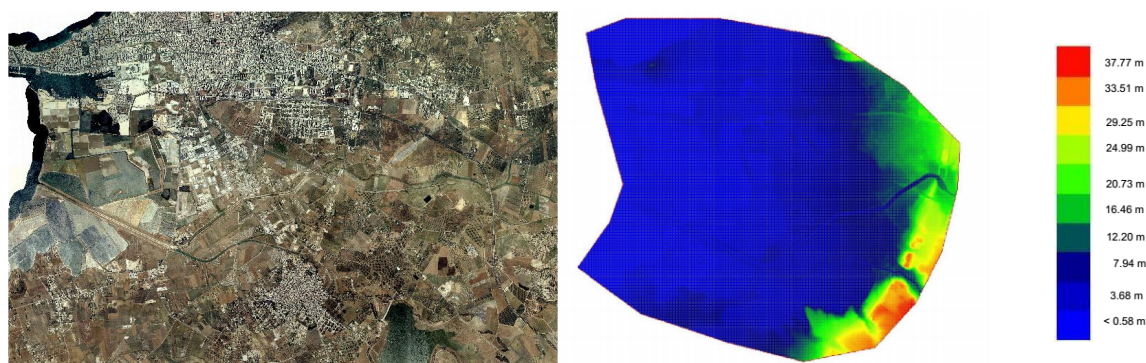


Figura 4. (a) Ortofoto; (c) altimetria media.

Di seguito sono riportati i risultati riferiti alla pericolosità (a) e al rischio idraulico (b) nei 3 scenari considerati (situazione attuale o no trend, cambiamento climatico al 2025 e cambiamento climatico e di urbanizzazione al 2025). I due istogrammi riportano nelle ascisse la pericolosità e il rischio, mentre nelle ordinate l'area, espressa in km^2 , coinvolta da una data pericolosità P1, P2, P3 e P4 o un dato rischio R1, R2, R3 e R4. Dall'analisi si possono desumere le seguenti considerazioni: dal momento che l'area ha vocazione eminentemente agricola ed è abbastanza pianeggiante, la maggioranza delle aree a rischio idraulico è caratterizzata da bassi tiranti di allagamento ed aree a bassa esposizione; il solo impatto del cambiamento climatico determina un aumento generalizzato delle aree allagabili che si ripercuote maggiormente sulle aree urbanizzate con un aumento della pericolosità P2 pari a circa il 20% e dell'area a pericolosità P4 pari a circa il 10%; l'effetto combinato dell'urbanizzazione determina una riduzione del rischio R1 che è dunque ampiamente compensata dall'aumento delle aree a rischio R2 ed R3 di circa il 400%.

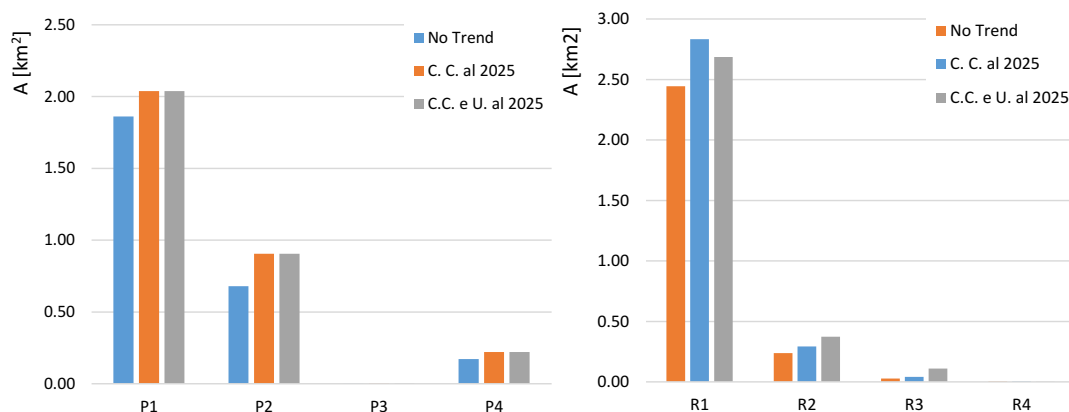


Figura 5. (a) Altezze massime di allagamento; (b) Rischio idraulico.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Arnell, N. W., & Gosling, S. N. The impacts of climate change on river flood risk at the global scale. *Climatic Change*, 2014, 1-15.
- Hirabayashi, Y., Mahendran, R., Koirala, S., Konoshima, L., Yamazaki, D., Watanabe, S., ... & Kanae, S. Global flood risk under climate change. *Nature Climate Change*, 2013, 3(9), 816-821.
- Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). Summary for Policymakers. *Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Rep. of the Intergovernmental Panel on Climate Change*; Stocker, T.F., Qin, D., Plattner, G.K., Tignor, M., Allen, S.K., Boschung, J., Nauels, A., Xia, Y., Bex, V., Midgley, P.M., Eds.; Cambridge University Press: Cambridge, UK, 2013.
- Istituto Superiore per la Protezione e Ricerca Ambientale (2015). Il consumo di suolo in Italia. Rapporto 218/2015
- Kundzewicz, Z. Changes in flood risk in Europe. Wallingford: IAHS Press, 2012.
- Liuzzo, L., & Freni, G. Analysis of extreme rainfall trends in sicily for the evaluation of depth-duration-frequency curves in climate change scenarios. *Journal of Hydrologic Engineering*, 2015, 20(12), 04015036.
- Milly, P.C.D., Wetherald, R.T., Dunne, K.A., & Delworth, T.L. Increasing risk of great floods in a changing climate. *Nature*, 2002, 415(6871), 514-517.
- Regione Siciliana (2006) Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Sicilia. Assessorato Regionale per il Territorio e per l'Ambiente – Regione Siciliana. www.sitr.regione.sicilia.it/pai/

RISCHIO ALLUVIONALE LUNGO L'ASTA MEDIO-INFERIORE DEL PO: VALUTAZIONE DEI DANNI POTENZIALI E DEFINIZIONE DI STRATEGIE DI MITIGAZIONE

Francesca Carisi ¹, Alessio Domeneghetti ¹, Attilio Castellarin ¹ & Armando Brath ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, DICAM, Università degli Studi di Bologna

ASPETTI CHIAVE

- Lo studio analizza l'efficacia della possibile laminazione controllata della piena al di fuori delle arginature maestre del Po, quale misura di mitigazione del rischio idraulico residuale.
- Attraverso curve di danno e scenari di allagamento ottenuti con un modello idraulico quasi-2D del tratto medio-inferiore del fiume Po vengono calcolati i danni attesi nelle aree urbane per diverse configurazioni arginali.
- A parità di intensità dell'evento alluvionale, gli scenari di inondazione controllata mostrano una notevole diminuzione dei volumi di esondazione e dei danni attesi rispetto agli scenari di tracimazione e rottura.

1 INTRODUZIONE

Negli ultimi due secoli si è assistito, specie per i più importanti corsi d'acqua dei Paesi più sviluppati, ad un continuo potenziamento dei sistemi arginali posti a protezione degli abitati e dei centri produttivi localizzati nelle aree allagabili, consistente nell'adeguamento in quota, nel ringrosso e nel prolungamento dei rilevati arginali. Ciò, paradossalmente, ha portato ad un aumento del rischio idraulico di queste aree: come spiega Tobin (1995) definendo il concetto di "levee effect", infatti, mentre da una parte il sistema arginale aumenta la protezione da frequenti eventi di allagamento, dall'altra, promuovendo lo sviluppo economico nelle aree prospicienti le arginature, aumenta la vulnerabilità delle stesse in caso di evento di elevata magnitudo o di imprevisti. Il lavoro qui presentato intende concentrarsi sullo studio di strategie di intervento alternative, al giorno d'oggi riconosciute come fondamentali per i principali corsi d'acqua europei anche dalla Direttiva Europea Alluvioni 2007/60/CE. In particolare, viene analizzata l'efficacia della possibile laminazione controllata della piena al di fuori delle arginature maestre quale misura di mitigazione del rischio idraulico residuale, ossia di quella parte di rischio che permane anche in presenza di opere di difesa progettate e verificate con riferimento a un ben preciso tempo di ritorno. A tal fine vengono presi in esame vari scenari di rottura, controllata e non, delle arginature lungo l'asta medio-inferiore del fiume Po (~400 km). Ricorrendo a strumenti semplificati per l'analisi della vulnerabilità a larga scala, le cosiddette "curve ipsometriche" (Domeneghetti *et al.*, 2015), e servendosi di un modello numerico-idraulico di tipo quasi-2D, è stato possibile valutare il danno complessivamente atteso nelle aree allagate attribuibile agli edifici residenziali ed identificare quindi la configurazione ottimale delle brecce controllate che minimizza il danno finale prodotto dall'azione dell'acqua. Considerate le finalità dell'analisi e la larga scala di interesse, la stima dei danni è condotta contemplando i soli danni diretti tangibili, trascurando invece le altre tipologie di danno presenti nel caso di allagamento (i.e. danni diretti intangibili, danni indiretti, ecc; Messner *et al.*, 2007).

2 AREA DI STUDIO

L'area di interesse è rappresentata dal territorio alluvionale del fiume Po. Nel suo tratto medio-inferiore, il fiume scorre attraverso la Pianura Padana che rappresenta una delle aree più sviluppate e popolate d'Italia e che dal 1705 al 1951 è stata colpita da 18 gravi inondazioni, con 225 rotture arginali lungo il corso principale del Po o i suoi affluenti più importanti. A seguito di ognuno di questi eventi catastrofici il sistema arginale è stato oggetto di un continuo sviluppo, arrivando a misurare in lunghezza più di 2900 km dopo la disastrosa alluvione del 1951, offrendo una protezione dagli eventi alluvionali associabili ad un tempo di ritorno di circa 200 anni. In particolare, lo studio si concentra sulle aree esterne al sistema arginale, denominate "Fascia C" e identificate dall'Autorità di Bacino del Fiume Po (AdB-Po, 1999) come l'involuppo di tutte le aree potenzialmente allagabili in caso di rottura o inadeguatezza del sistema arginale ed ha un'estensione complessiva pari a circa 6100 km². A queste aree sono stati aggiunti i territori del Polesine (regione Veneto) data la significatività del danno subito da tali zone in occasione dell'alluvione del 1951.

3 DATI DISPONIBILI

Lo studio ha fatto uso di un'ampia mole di dati, di diversa natura e tipologia, raccolti da molteplici fonti. Di seguito si riassumono in maniera schematica i principali dati utilizzati:

- *mappe di uso del suolo* per le aree di interesse, relativamente alle aree urbane, ottenute da immagini aeree disponibili per il 2008 (AGEA-2008) e classificate secondo criteri di aggregazione simili a quella adottata dal progetto CORINE Land Cover (COoRdinated INformation on the Environment);
- *valore economico dei beni immobili*: valutazioni di mercato delle diverse tipologie di beni immobiliari, in funzione della tipologia dell'edificio e del prestigio delle aree, fornite dall'Agenzia delle Entrate;
- *topografia*: modello digitale del terreno per l'intero territorio nazionale (TINITALY/01 - Tarquini et al., 2007), con risoluzione orizzontale di 10 m.
- *modello idraulico di allagamento* quasi-2D implementato da Castellarin et al. (2011) e successive modifiche, calibrato facendo riferimento all'evento di piena dell'ottobre 2000, che simula il passaggio nell'alveo del Po e degli affluenti principali di una piena sintetica con tempo di ritorno 500-ennale. Le aree golenali e i comparti della Fascia C e della zona del Polesine sono schematizzati come aree di accumulo connesse al corso principale del fiume mediante sfioratori che simulano il funzionamento idraulico delle arginature. Il comportamento idraulico di tutte le aree d'accumulo viene regolato mediante curve di invaso (curve tirante-volume invaso), ognuna delle quali identificata in funzione dell'andamento altimetrico del compartimento stesso.

4 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' E CALCOLO DEL RISCHIO ATTRAVERSO LA DEFINIZIONE DELLE CURVE IPSOMETRICHE E DI DANNO

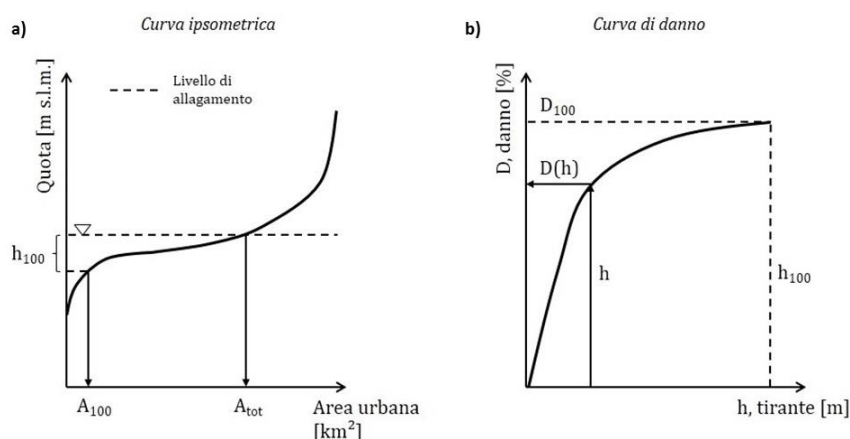


Figura 1. Rappresentazione schematica per il calcolo del danno mediante curva ipsometrica – pannello a - e curva di danno – pannello b.

La combinazione del modello digitale delle quote del terreno con una classe di uso del suolo permette di costruire per ogni comparto dell'area di studio quella che può essere indicata come curva ipsometrica dell'uso del suolo (CI). La Fig. 1a riporta, a titolo esemplificativo, la rappresentazione schematica di una CI stimabile per un determinato comparto e per una specifica categoria di destinazione (area urbana, per esempio). La disponibilità di queste curve rappresenta un prezioso strumento per la valutazione della reale esposizione al rischio alluvionale del comparto: assumendo infatti la linea orizzontale in Fig. 1a come un ipotetico livello idrico di allagamento, la sua intersezione con la curva ipsometrica fornisce una stima dell'estensione delle aree urbane interessate dalle acque (A_{tot}) e dei relativi tiranti, offrendo elementi utili ad una valutazione preliminare dei danni da inondazione.

Nella corrente pratica di valutazione del rischio idraulico, l'entità dei danni riscontrati negli edifici affetti da allagamento viene normalmente effettuata facendo ricorso ad apposite curve di danno, attraverso le quali,

nel più semplice dei casi, la percentuale di danneggiamento di uno specifico elemento è definita come funzione del solo tirante d'acqua (vedi ad esempio *De Moel et al.*, 2012). Tra le curve disponibili in letteratura, nel presente studio si è adottata la curva implementata nel Multi-Colored Manual (MCM; *Penning-Roswell et al.*, 2010), uno dei modelli più avanzati per la stima del danno da inondazione in Europa (*Jongman et al.*, 2012). Combinando questa curva con il valore economico stimato per gli edifici residenziali, con l'ausilio delle CI precedentemente descritte, è possibile stimare i danni attesi in caso di allagamento di un comparto. La rappresentazione schematica di Fig. 1 descrive il procedimento adottato (da *Domeneghetti et al.*, 2015). L'ammontare del danno (D) atteso è legato al tirante (h) per mezzo della curva di danno (Fig. 1b), la quale identifica inoltre un valore di tirante (h_{100}) oltre il quale gli edifici vengono completamente danneggiati, con un danno pari al valore economico totale dell'edificio (D_{100}). Basandosi su queste ipotesi, A_{100} in Fig. 1a indica l'estensione dell'area urbana completamente danneggiata poiché sommersa da un tirante maggiore o uguale ad h_{100} , mentre per la rimanente porzione di area urbana colpita il danno subito varia in relazione al tirante, D_h . Il danno totale, D , imputabile alle aree residenziali in uno specifico compartimento può quindi essere definito come:

$$D_h = E \cdot A_{100} + \int_{A_{100}}^{A_{tot}} E \cdot D[h(A)] dA \quad (1)$$

dove E (€/m²) indica il valore economico medio degli edifici residenziali del comparto e la percentuale di danneggiamento è definita in relazione ad $h(A)$ attraverso la curva di danno.

4.1 Scenari considerati

Utilizzando il modello idraulico richiamato nella Sez. 2.2 sono state condotte varie simulazioni considerando di volta in volta scenari differenti. Una prima simulazione ha considerato uno scenario ipotetico caratterizzato da argini inderodabili, che operativamente corrisponderebbe ad intervenire rivestendo e consolidando il lato campagna di tutte le arginature maestre attualmente interessate dal fenomeno di sormonto in occasione dell'evento di piena 500-ennale. Gli attuali argini maestri, infatti, non sono progettati per resistere a tracimazione, per cui in caso di sormonto è probabile si verifichi il collasso della struttura. Questa simulazione fornisce tuttavia una chiara indicazione del volume di piena che richiede di essere gestito, e temporaneamente invasato, in aree esterne al corso d'acqua, fornendo un'informazione di fondamentale importanza per la predisposizione di strategie di mitigazione del rischio residuale di allagamento mediante laminazione controllata in caso di evento al limite della prevedibilità. Una seconda simulazione ha considerato una configurazione reale, in cui cioè è previsto il collasso della struttura arginale una volta che questa viene sormontata. Ciò è riprodotto attraverso la formazione di brecce arginali lungo il corso d'acqua, in corrispondenza dei punti in cui il tirante raggiunge la quota arginale, di dimensioni confrontabili con quelle delle rotte storicamente osservate (*Govi & Turitto*, 2000). Successivamente, attraverso l'analisi delle CI, sono stati selezionati i comparti più adatti (in termini di distribuzione delle aree urbane in funzione della quota altimetrica) ad accogliere i volumi in eccesso (risultanti dalla prima simulazione). Sono state quindi condotte altre analisi simulando l'apertura controllata di brecce di diverse dimensioni (c.d. argini fusibili), al fine di identificare altre modalità di gestione dei volumi di piena che non possono essere contenuti all'interno delle arginature. Per ogni scenario considerato sono stati calcolati i danni attesi attraverso il metodo sopra descritto.

5 RISULTATI E DISCUSSIONE

Si riporta in Fig. 2 il confronto (in termini di volumi esondati, pannello a, e di danno atteso, pannello b) tra i risultati ottenuti nelle configurazioni ipotetica, reale e in due scenari di gestione controllata delle brecce, rispettivamente in quello che conduce al minor volume esondato e al minor danno atteso, tra tutti gli scenari di laminazione controllata analizzati. Come si può notare in Fig. 2a, negli scenari con rotture controllate si ha un incremento superiore al doppio del volume globalmente esondato rispetto allo scenario con argini inderodabili (prevedibile dal momento che risulta comunque impossibile modellare l'apertura di brecce in modo da permettere il passaggio del solo volume in eccesso), accompagnato però da una diminuzione significativa (-30%) rispetto allo scenario reale, in cui si ha l'apertura naturale di brecce in caso di sormonto

degli argini. Per quanto riguarda il danno stimato (Fig. 2b), limitatamente alle aree urbane, negli scenari di laminazione controllata si ha un peggioramento rispetto alle condizioni di ipotetico rinforzo di tutta la lunghezza degli argini (aumento del danno di circa 1.3 miliardi di euro), accompagnato però da un benefit di circa 1.6 miliardi di euro rispetto allo scenario attuale.

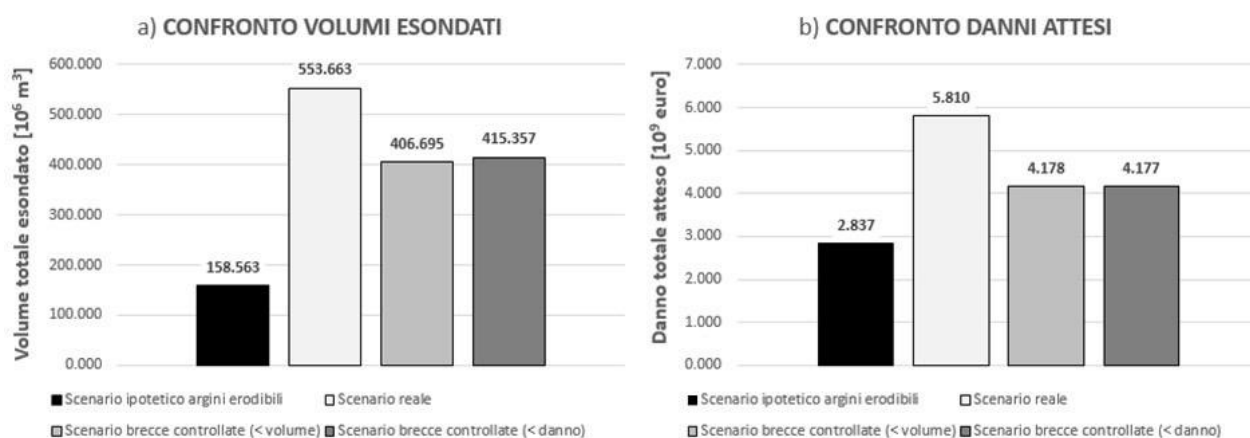


Figura 2. Confronto dei risultati in termini di volumi esondati, pannello a, e di danno atteso, pannello b, per diversi scenari considerati: scenario ipotetico con argini inerodibili, scenario reale e due scenari con breccie controllate (che restituiscono il minor volume esondato e il minor danno atteso, rispettivamente).

6 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

Lo studio, oltre a confermare l'utilità delle CI quali strumenti semplificati per l'analisi della vulnerabilità a larga scala, ha dimostrato l'efficacia degli scenari di laminazione controllata in termini di notevole riduzione del danno dovuto al verificarsi di eventi di piena catastrofici, se confrontati con lo scenario attuale (collasso della struttura arginale in caso di sormonto). Dati i limiti dello studio, che considera solo i danni diretti tangibili alle aree urbane, in cui il tirante di allagamento viene calcolato per mezzo di un modello quasi-2D che allaga simultaneamente tutti i punti alla medesima quota, si propone di ampliare in futuro l'analisi, stimando le perdite legate anche alla presenza di strutture industriali, commerciali ed agricole e valutando altre componenti del costo (indiretta, da interruzione delle attività, intangibile), nonché utilizzando modellistica a maggior complessità (ad esempio modelli puramente 2D) per una più corretta riproduzione delle reali dinamiche di allagamento dei comparti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AdB-Po. Progetto di Piano stralcio per l'Assetto Idro-geologico (PAI) – Interventi sulla rete idrografica e sui versanti, Autorità di Bacino del fiume Po, Parma, Italy, 1999.
- Castellarin, A., Domeneghetti, A., & Brath, A. Identifying robust large-scale flood risk mitigation strategies: A quasi-2D hydraulic model as a tool for the Po River, *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 36(7-8), 299–308, 2011.
- De Moel, H., Asselman, N. E. M., & Aerts, J. C. J. H. Uncertainty and sensitivity analysis of coastal flood damage estimates in the west of the Netherlands, *Natural Hazards and Earth System Science*, 12(4), 1045–1058, 2012.
- Domeneghetti A., Carisi, F., Castellarin, A., and Brath, A. Evolution of flood risk over large areas: Quantitative assessment for the Po river, *Journal of Hydrology*, 527, 809-823, 2015.
- Govi M., & Turitto O. Casistica storica sui processi di interazione delle correnti di piena del po con arginature e con elementi morfotopografici del territorio adiacente, Istituto Lombardo Accademia di Scienze e Lettere, 2000.
- Jongman, B., Kreibich, H., Apel, H., Barredo, J. I., Bates, P. D., Feyen, L., & Neal, J. Comparative flood damage model assessment: towards a European approach, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 12, 3733–3752, 2012.
- Messner, F., Penning-Rowsell, E. C., Green, C., Meyer, V., Tunstall, S. M., & van der Veen, A. Evaluating flood damages: guidance and recommendations on principles and methods, *FLOODsite*, Wallingford, UK, T09-06-01, 2007.
- Penning-Rowsell, E., Viavattene, C., Pardoe, J., Chatterton, J., Parker, D., & Morris, J. The Benefits of Flood and Coastal Risk Management: A Handbook of Assessment Techniques, Flood Hazard Research Centre, Middlesex, 2010.
- Tarquini, S., Isola, I., Favalli, M., Mazzarini, F., Bisson, M., Pareschi, M. T., & Boschi, E. TINITALY / 01 : a new Triangular Irregular Network of Italy, *Annals of Geophysics*, 50 (June), 407–425, 2007.
- Tobin, G.A. The levee love affair: a stormy relationship, *Water Resour. Bull.*, 31, 359–367, 1995.

THE USE OF POLYMER COATED WIRE MESH FOR THE PROTECTION OF DYKES AGAINST THE INTRUSION OF RODENTS

Marco Vicari¹, Paolo Di Pietro¹

(1) Officine Maccaferri Spa, Via Kennedy 10, Zola Predosa (BO), Italy

KEY POINTS

- Recent studies show an increase in the population of rodents (nutria, badgers, etc.) over the last 15 years, causing considerable damages on river banks leading to an increased risk of failures
- To safeguard the banks, composite erosion control systems with polymer coated wire mesh and a geosynthetic mat can be effectively used
- This work presents the positive outcome of research studies and applications along the dykes in Germany, Austria and in Italy.

1. INTRODUCTION

Rodents such as nutria, crested porcupines and badgers cause sometime fairly large damage on bank slopes, along dykes or in earthfilled embankments. In isolated cases such damages caused by these mammals could lead to an increased risk of global slope failures with serious consequences of overflooding for the communities living in the area. The highest risk is rodents digging through the impermeable layers: this leads to increased flow through the dyke, leading to erosion and water seeping through reaching the dry side.

Recent flooding events provided observational evidence of the role played by burrowing animals in the disastrous levee failure occurred on 19 January 2014, along the Secchia River, Northern Italy (Orlandini, 2015). Measures to be undertaken to permanently prevent such effects depend on the sensitiveness of local authorities for potential hazards caused to people and to infrastructures, as well as on costs required for the interventions and on the sensitiveness for the endangered species.

The correct approach consists in identifying critical areas of the dyke (Fig.1); the prevention against the intrusion of rodents on dykes has been for over 15 years discussed and documented in studies carried out by academic Institutes and in works developed by the work of technical expert groups.



Figure. 1 Effects of rodents in floodway encroachment zones

2. RESEARCH AND APPLICATIONS

Safe and durable protection against intrusion in dykes consists in identifying a suitable environmentally friendly barrier system. Steel meshes have been used to this purpose for decades; in recent times steel meshes combine the strength of the steel with the ability to promote vegetation provided by a three-dimensional geomat extruded during manufacture. The wire used for the steel mesh is protected a Zinc-Aluminum alloy and additionally by a polymer coating. The strength of the steel mesh will act as the impenetrable barrier for the rodents who will not be able to dig a hole through the steel net. The geomat will combine the antierosion function during flooding events and by holding moisture will promote vegetation during the low flow season. These erosion mats may be delivered in rolled form and require very simple installation steps. In order to gain confidence about the effectiveness of steel meshes as protection against

burrowing animals, several experiences were made in channels and dykes, some of which under the monitoring of technical Universities. To date there is wide experience that steel mesh systems perform satisfactorily to this purpose.

2.1 Italy: long term studies after 10 years of observation

Italy had over the last decades a flourishing industry of fur. In the 1920's the population of nutria actually grew, to feed this sector of the industry. As modes changed in the 70's, and awareness for protecting endangered species grew, factories shut down and the animals released. This caused an increase of this population, which consequently led to more damages to embankments. Observations on slopes previously protected by stone-filled mattresses, showed no damages due to rodents, as opposed to other sections nearby where damages were visible. This was deemed as a proof that mammals were actually living in the area, but they could not damage slope sections protected with an armoured lining.

Based on these observations, the Ministry of the Environment, in coordination with the "National Institute for the Wild Fauna" and the "Institute for the Protection and Environmental Research (ISPRA)" (Cocchi & Riga, 2005) promoted a long term study aimed at monitoring remediation measures against the intrusion of rodents into the canal banks. A testing location (Zabarelle canal) in the Rovigo Province was chosen as representative of the large damages across the floodplain of the river Po (Fig. 2).

Steel meshes, with and without an extruded geomat, were installed in test sections in 2003. The initial survey allowed to capture and mark a number of nutria, and to apply a GPS-sender, in order to trace their paths. Results soon indicated that marked animals had moved to other sections. In 2013 a second survey was arranged by ISPRA, to inspect these sections.

Observations showed that, where steel meshes with the extruded geomat had been applied, neither loss of fine materials in the water change zones nor damages to the steel net due to grass cutting were detected. Where steel nets had been applied without the extruded geomat, losses of fine materials were noted. This was presumably due to the lack of the geomat at some locations where the eroded soil bank lost contact with the steel net, resulting in some damage during the grass cutting. The erosion function was not sufficiently provided by the open structure of the steel mesh alone. However, no intrusion of mammals was detected.

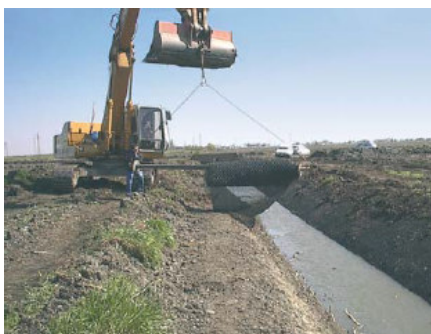


Figure 2. Installation of beaver netting along Canale Zabarelle

2.2 Austria: Tests and implementation of 300,000 sqm of protection against beavers

For decades Austria experienced damages in waterways due to the intrusion of beavers. In 2008 the design of the protection measures along the river March (tributary of the Danube) took into consideration for the first time the effect of the beaver population with special reference to prevent potential damages. The analysis considered the variability of the species and types of mammals and rodents (quite large), hence the required strength characteristics of the protection netting, to resist to the bite and discourage even the strongest species from attempting to penetrate the protection.

Following these early studies, a first trial project was build using double twisted steel netting (300.000 m²) in a river bank application. The scientific study was part of a Diploma Thesis done for the Institute for Applied Geotechnics at the Technical University in Vienna (Brandl H., Szabo M. 2012). Along with the

observations and the experiences of the previous cases, the study encompassed an actual test done at the Research Center for Ethology at the Institute Konrad-Lorenz in Vienna.

The measures adopted were divided in two sections, where different protection systems (with and without steel nets) were used. The non-metallic systems showed that after a short time a fairly large area of damages due to the bite of the rodents. Based on these findings, the technical university in Vienna concluded that the steel net types with the extruded geomat are the most recommended types of protection measures against beaver intrusion. The execution of the works was made in the years 2008-2013 and they confirmed the expectations of a permanent protection against beavers.

2.3 Germany: application along the Odra Dyke, District Sophienthal, Brandenburg 2013

Between October and December 2013, in cooperation with the State Agency for Environment, Health and Consumer Protection Frankfurt/Oder and the Water and Dike Association Oderbruch, Seelow beaver protection nettings were installed in a trial section approximately 175 m long, near the community Sophienthal (Fig.3). Three different protection systems were installed:

- 1) Hexagonal steel wire mesh with integrated three-dimensional polymer matrix (MacMat R), covered by 5 cm top soil layer.
- 2) Hexagonal steel wire mesh, covered by 20 cm top soil layer.
- 3) Hexagonal steel wire mesh, covered by 20 cm top soil layer, connected to a stone mattress layer below in the water section.

The erosion wire mesh starts from the top of the dyke and ends on the water side, in the last case connected to the stone mattress below. Since further tunnels dug by beavers were detected in other sections nearby, the interventions were extended to these sections as well.

The execution of the works was under the supervision of the Institute of Hydraulic Engineering and Applied Hydromechanics (IWD) of the TU Dresden. IWD has been working for years on the task and supervised a Master Study on this topic in 2013.

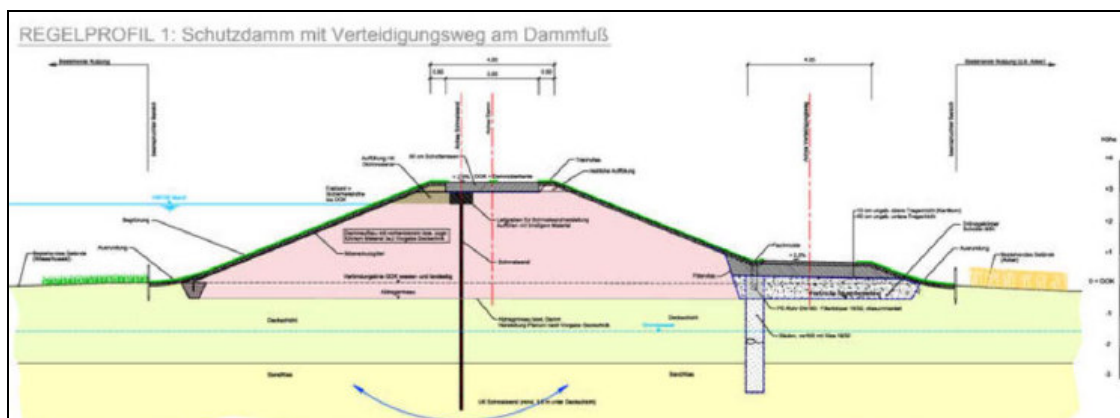


Figure 3 Odra Dyke, Sophienthal – Cross section

2.4 Normative requirements for long life

The use of steel nets in geotechnical and hydraulic applications pose questions of performance to corrosion. Galvanization (using Zinc-Aluminum alloys) provide an extended life, as the protection acts as retardant to corrosion by sacrificial nature. Additional polymer coatings applied on the galvanized wire provide a further extended protection. A newer generation of polyamide (PA6) in recent times introduced a further step in the life expectancy, allowing tests in severe saline conditions (ISO 9277) to exceed 6000 hrs of exposure without traces of red rust on the steel core inside.

An important reference in Europe is the EN 10223-3 for double twisted steel wire meshes in civil engineering applications. The norm provides guidance concerning the life expectancy for steel mesh, defining for polymer coated steel wire mesh a minimum life of 120 years. In addition, guidelines in Germany

(DVWK 247/1997) and Austria since 10 year already provide guidance concerning the use of steel nets as protection systems against beavers in dams and dykes. However, DVWK 247/1997 has limited requirements for beaver nets with regard to corrosion protection and to their use (vertical barriers) making the systems effective only for limited time. Experience shows that in numerous sections of the dykes where vertical galvanized steel nets were used, the following effects were observed:

- Tunnels still present between the embankment and the vertical barrier, with evidence of flooding and partial collapse. Progressive erosion into the bank required vertical barriers to work as supporting elements. This caused deformation in the nets, and accelerated corrosion with loss of functionality.
- Tunnels ended at the vertical barrier. However this did not prevent beavers from digging new tunnels beyond the barrier into the berm, reaching in some instances even the toe of the main dyke.
- At high water flows, beavers could not reach the previously excavated tunnels, and made new ones directly into the body of the main dyke making their stability critical as the upper portion has a smaller thickness. This triggered in some cases initial failures.

2.5 Ease of maintenance

In case of accidental damage to the burrowing animals erosion protection blanket, repair works would simply consist in the replacement of the damaged parts by attaching a panel of steel mesh on the surface. Connections are done with conventional steel rings, used for connecting rolls alongside.

2.6 Vegetation enhancement

In hydraulic works and the ability to develop a self-sustained vegetative layer with a solid rooting system to blend with the surrounding ecosystem has a special importance. Particularly susceptible to erosion are newly built sections when vegetation has not developed to a sustainable degree yet. The use of rodents protection with the integrated geomat allow a rapid establishment of vegetation.

3. DISCUSSION AND CONCLUSIONS

Beaver protection nettings find in Germany an increasing interest in current dyke restoration projects. Projects in Italy, Germany (Brandenburg, Sachsen and Bavarian regions) have been implemented successfully.

Extensive observations in areas protected by beaver nettings show that they protect against the several other types of animals, like rabbits, and wild pigs, who are frequently endangering the stability of the embankment as well. Beavers are discouraged from digging into the embankment and migrate to other areas.

However, these results raise questions concerning how beavers can populate in floodway areas without compromising structures designed to protect human lives. The answer could be to build “ad-hoc” supporting structures in safe floodway encroachment zones where beavers could dig their tunnels without altering the embankment’s stability.

Trial projects have already started, and some authorities and research institutes have positively responded to this initiative. This is just a first step towards the development of a correct and more balanced approach to preserve our natural eco-systems to develop in harmony with the human needs.

REFERENCES

- Orlandini S. et al. Evidence of an emerging levee failure mechanism causing disastrous floods in Italy. *Water Resources Research* 51, doi:10.1002/2015WR017426, 2015
- Cocchi R, Riga F. Linee Guida per il controllo della Nutria (*Myocastor Coypus*), Quaderni per la conservazione della Natura: Min. Ambiente, 2005
- Bradl H., Szabo M. Vortragsfolien zum Themenbereich Hochwasser-schutzdaemme, Sicherung von Daemmen, Deichen und Stauanlagen, Vol. IV, Siegen, 2012

POZZO A VORTICE CON IMMISSIONI MULTIPLE ALL'IMBOCCO: PROVE SU MODELLO FISICO

Gaetano Crispino ¹, Corrado Gisonni ¹ & Michael Pfister ²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Design, Edilizia e Ambiente, Seconda Università di Napoli (SUN); (2) Laboratory of Hydraulic Constructions, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

ASPETTI CHIAVE

- Il pozzo a vortice nella fognatura di Cossonay (Svizzera) è stato progettato adottando una soluzione diversa dagli standard, con una camera che raccoglie le portate in arrivo da quattro collettori
- La sperimentazione su modello fisico ha evidenziato un comportamento idraulico globale più che soddisfacente, con una capacità idrovetttrice maggiore di quella riportata in letteratura
- Come indicato in letteratura, lungo la spirale è stata osservata un'onda di shock, la cui massima altezza può essere calcolata noti il numero di Froude ed il tirante della corrente in ingresso

1 INTRODUZIONE

Nei bacini urbani caratterizzati da forti pendenze la posa dei collettori fognari può difficilmente seguire l'orografia del territorio. Infatti, la necessità di controllare le velocità nelle canalizzazioni, allo scopo di limitare l'effetto abrasivo esercitato sul fondo degli specchi, e di evitare il deflusso di correnti ipercritiche ($F > 3$), che se perturbate possono dare origine ad onde di shock, impone di contenere le pendenze di posa entro i 30° (Gisonni & Hager, 2012). Per tali ragioni, si ricorre frequentemente all'impiego di manufatti di caduta, con lo scopo di contenere le pendenze di posa collegando collettori sub-orizzontali separati da grossi dislivelli geodetici. A seconda della differenza di quota geometrica, si sceglie di realizzare pozzetti di salto o pozzi a vortice. I pozzi a vortice, in particolare, sono solitamente impiegati quando i dislivelli geodetici sono maggiori di 5 m (Del Giudice et al., 2010).

Il pozzo a vortice (PV) è, in genere, costituito da tre elementi:

1. il manufatto di imbocco, deputato alla trasformazione del flusso della corrente in ingresso da sub-orizzontale a verticale;
2. il pozzo di caduta, ovvero un condotto a diametro costante lungo il quale si instaura il classico moto vorticoso responsabile della elevata dissipazione di energia;
3. la struttura di sbocco, solitamente composto da una camera di dissipazione e dal collettore di valle.

Vista la sua delicatezza, il progetto del PV viene solitamente condotto seguendo le linee guida presenti in letteratura. In particolare, merita un'attenta riflessione la progettazione del manufatto di imbocco, la cui geometria è definita utilizzando delle relazioni variabili a seconda se la corrente sia lenta o veloce (Drioli, 1969; Kellenberger, 1988). Inoltre, nel caso di corrente supercritica, è buona prassi che l'imbocco sia alimentato da un canale sufficientemente lungo, in modo da garantire l'ingresso al manufatto di una corrente stabilmente veloce ($F > 1.5$) ed in condizione di moto pressoché uniforme (Kellenberger, 1988; Gisonni & Hager, 2012). I suggerimenti reperibili in letteratura sono riferiti ad installazioni standard. Viceversa, le particolari condizioni al contorno (lo schema della rete fognaria, il numero di collettori in ingresso, il dislivello geodetico, l'entità delle portate di progetto) impediscono frequentemente la costruzione del pozzo secondo le classiche raccomandazioni, richiedendo, al contrario, l'impiego di tecniche, componenti o procedure inediti. È questo il caso del PV in procinto di essere costruito nel sistema fognario della città di Cossonay (Svizzera). In tale contesto, lo spazio di installazione limitato e la necessità di raccogliere le portate convogliate da ben quattro collettori hanno portato all'adozione di una soluzione progettuale innovativa, costituita dalla costruzione di una camera di confluenza in testa al pozzo. Un canale ad elevata pendenza, poi, collegherà la camera di raccolta al manufatto di imbocco a spirale. La letteratura riporta pochissimi casi di pozzi a vortice in cui confluiscono portate in arrivo da due o più canalizzazioni, poste per giunta a diversa quota di sbocco (Bruschin & Mouchet, 1985; Kellenberger, 1988). Inoltre, il numero di riferimenti si riduce drasticamente quando la corrente in arrivo al manufatto di imbocco è veloce, come

previsto nel caso del PV di Cossonay. Ciò atteso, il progetto del pozzo a vortice ha richiesto la conduzione di una serie di test su modello fisico, allo scopo di verificare la affidabilità strutturale ed idraulica del manufatto.

2 LA SPERIMENTAZIONE FISICA

2.1 L'installazione sperimentale

Il modello fisico, che riproduce in scala ridotta (1:7.82) il PV di Cossonay, è stato assemblato presso il Laboratorio di Costruzioni Idrauliche (LCH) dell'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). La struttura di imbocco del pozzo (figura 1), su cui si focalizza il presente lavoro, inizia con una camera di confluenza quadrata, al cui interno tre collettori in PVC (si è scelto di non modellare fisicamente il quarto collettore perché ininfluente da un punto di vista idraulico, assegnando proporzionalmente la sua esigua portata alle altre tre canalizzazioni) convogliano le rispettive portate. La camera è collegata ad un canale di alimentazione rettangolare, con pendenza $i = 30\%$. La sezione di imbocco del canale è presidiata da un dispositivo di controllo, costituito da una trave collocata ad una certa altezza dal fondo del manufatto, utile anche allo smorzamento delle ondulazioni superficiali lungo il canale. La maggior parte dei test è stata poi ripetuta avendo sostituito la trave con una griglia. La corrente, accelerata lungo il canale, entra nel manufatto a spirale, dimensionato secondo le linee guida fornite da Kellenberger (1988) per corrente veloce. L'imbocco a spirale forza la corrente ad assumere il classico moto vorticoso lungo il pozzo verticale, il quale presenta una sezione circolare con diametro $D_s = 2.40$ m (definito conoscendo la portata di progetto $Q_d = 12.61$ m³/s) ed altezza di caduta circa pari a $H = 120$ m (dimensioni prototipali).

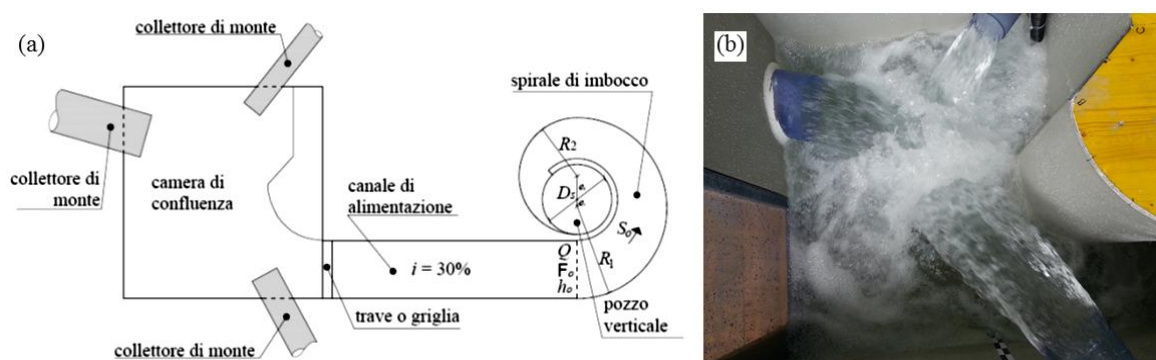


Figura 1. Modello fisico riproducente il PV di Cossonay: (a) schema della struttura di imbocco e (b) vista dall'alto della camera di confluenza in funzionamento, in cui convergono le tre canalizzazioni modellate.

2.2 Il programma sperimentale

Durante ogni test sono stati misurati i parametri idraulici ritenuti più significativi. In particolare, le portate convogliate dai singoli collettori sono state misurate tramite misuratori di portata elettromagnetici, con un'accuratezza del 0.5% (FS), i tiranti idrici sono stati rilevati tramite idrometri collegati a rilevatori del tempo di contatto tra la punta dello strumento e la superficie libera, e le velocità sono state misurate per mezzo di micro-mulinelli idrometrici ad elica. Nella tabella 1 sono indicate per ogni scenario verificato sperimentalmente sia le portate assolute Q che quelle normalizzate rispetto al diametro del pozzo $Q/(g \cdot D_s)^5$.

Scenario	Q [m ³ /s]		$Q/(g \cdot D_s^5)^{0.5}$ [-]		Scenario	Q [m ³ /s]		$Q/(g \cdot D_s^5)^{0.5}$ [-]	
	Trave	Griglia	Trave	Griglia		Trave	Griglia	Trave	Griglia
A	1.17	1.27	0.04	0.05	E	2.53	2.45	0.09	0.09
B	6.43	6.27	0.23	0.22	F	9.54	9.73	0.34	0.35
C	12.74	12.71	0.46	0.46	G	15.77t	-	0.56	-
D	14.54	-	0.52	-	H	17.39	-	0.62	-

Tabella 1. Programma sperimentale.

2.3 I risultati della modellazione fisica

Per ragioni di sinteticità, sono di seguito descritti solo alcuni dei risultati e delle evidenze fenomenologiche dedotte a seguito della campagna sperimentale condotta.

2.3.1 Capacità idraulica del pozzo a vortice

La capacità idrovetrice del manufatto di imbocco supercritico dipende dal diametro del pozzo D_s , secondo la relazione di seguito riportata (Kellenberger, 1988):

$$Q = \left[g \cdot (D_s / \eta)^5 \right]^{0.5} \quad (1)$$

in cui g è l'accelerazione di gravità ed η un coefficiente di sicurezza, posto pari a 1.25, rispetto alla condizione di chiusura (choking) del nucleo gassoso nel pozzo. Applicando l'eq (1), risulta $Q = 16.00 \text{ m}^3/\text{s}$. Viceversa, il manufatto testato in laboratorio ha esibito un comportamento idraulico più che soddisfacente anche durante il test di sovraccarico “scenario H” (figura 2). In questo caso, nonostante la portata Q (tabella 1) risultasse incrementata del 10% rispetto alla capacità limite calcolata a mezzo dell'eq. (1), nessuna evidente criticità idraulica è stata osservata. La soluzione tecnica adottata ha assicurato una capacità idrovetrice maggiore di quella determinata riferendosi agli standard progettuali. Quindi, per quanto osservato, la presenza della camera di confluenza unitamente al rispetto delle indicazioni di letteratura in merito alle condizioni idrauliche della corrente all'ingresso della spirale di imbocco consente di adottare un coefficiente di sicurezza η inferiore a 1.25. In particolare, basandosi sui risultati dell'esperienza condotta, è possibile fissare $\eta = 1.20$.



Figura 2. Foto della spirale di imbocco in funzionamento durante il test corrispondente allo scenario H: (a) vista a $\theta \approx 90^\circ$ (b) vista a $\theta \approx 170^\circ$ (foto tratte da LCH, 2015).

2.3.2 Comportamento idraulico della spirale di imbocco

Il cambiamento di direzione imposto dalla spirale di imbocco alla corrente supercritica genera un significativo effetto di curvatura, con conseguente formazione di un'onda di shock lungo la parete esterna (figura 2a). Nel progetto della spirale, il sovranzo idrico Δh , pari alla differenza tra la massima altezza dell'onda di shock h_M ed il tirante idrico h_o all'uscita del canale, detta l'altezza del manufatto. Nella figura 3a, i dati sperimentali del sovranzo relativo $\Delta h/R_1$, insieme alle misure effettuate da Kellenberger (1988), sono riportati in funzione del gruppo adimensionale $F_o^2 \cdot h_o/B$, essendo B la larghezza della rampa di accesso alla spirale. Fissato il raggio R_1 (primo raggio di curvatura della spirale), i valori crescono all'aumentare di $F_o^2 \cdot h_o/B$. Inoltre, sebbene il PV di Cossonay si discosti dalla classica soluzione di letteratura, i sovralti osservati risultano compatibili con quanto atteso nel caso dell'imbocco supercritico standard.

Hager (1990) propose di calcolare la massima altezza dell'onda di shock h_M utilizzando l'eq. (2). I dati sperimentali raccolti sul modello fisico del PV di Cossonay risultano, però, in migliore accordo ($C = 0.96$) con la più semplice eq. (3). Il suo utilizzo è stato verificato nel caso di $0.15 < R_1 < 0.40$, $0.15 < D_s < 0.31$ e $0.08 < S_o < 0.30$ e, come mostrato in figura 3b, anche le altezze h_M osservate da Kellenberger (1988) risultano stimate con sufficiente accuratezza.

$$h_M/R_1 = \left[2^{0.5} Q \cdot (g B h_o R_1^3)^{-0.5} - 0.5 S_o \right] \cdot (1.1 + 0.15 F_o) \quad (2)$$

$$h_M/h_o = 1.50 F_o \quad (3)$$

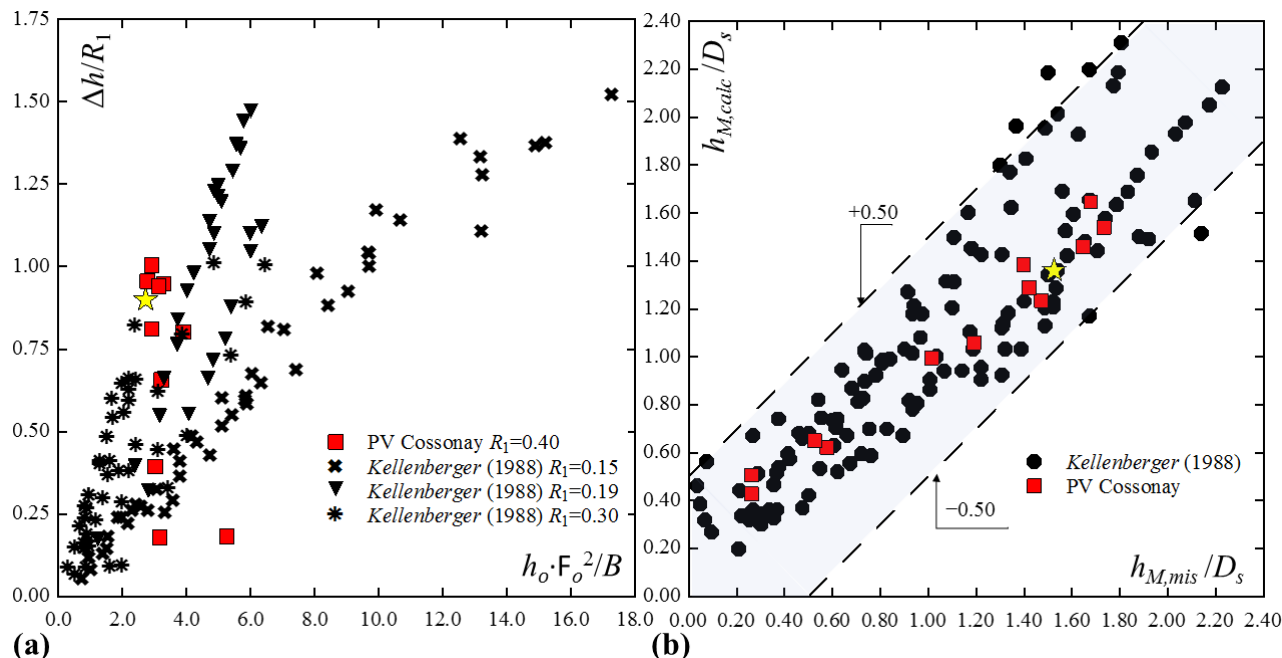


Figura 3. (a) sovrалzo idrico relativo $\Delta h/R_1$ lungo la spirale di imbocco in funzione del gruppo adimensionale $F_o^2 h_o/B$ e (b) confronto tra dati sperimentali ed Eq. (3) (la stella rappresenta il test corrispondente alla portata di progetto del PV di Cossonay).

3 CONCLUSIONI

Nella città di Cossonay (Svizzera) dovrà essere costruito un pozzo a vortice alla confluenza di quattro canalizzazioni fognarie. La soluzione standard prospettata in letteratura non può essere adottata, a causa del limitato spazio e del numero rilevante di collettori confluenti. Per tali ragioni, è stata progettata una camera di collettamento in testa al pozzo, collegata alla spirale di imbocco per mezzo di un canale fortemente pendente. L'installazione prototipale è stata verificata sperimentalmente, conducendo prove su modello fisico in scala ridotta. I test hanno validato il dimensionamento del manufatto di caduta, il quale non ha presentato anomalie di funzionamento ed ha esibito una capacità idrovettrice maggiore di quella riportata in letteratura. L'imbocco supercritico è caratterizzato dalla formazione di un'onda di shock, la cui massima altezza produce un sovrалzo dipendente dal raggio R_1 della spirale oltre che dalle caratteristiche della corrente in arrivo dalla rampa. La massima dell'onda di shock può essere calcolata con sufficiente accuratezza tramite l'eq. (3) proposta all'interno della presente memoria.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Del Giudice, G., Gisonni, C. & Rasulo, G. Design of a scroll vortex inlet for supercritical approach flow, *Journal of Hydraulic Engineering*, 2010, 136(10), 837-841.
- Drili, C. Installazioni con pozzo di scarico a vortice, *L'Energia Elettrica*, 46(2), 81-102; 46(6), 399-409, (1969).
- Gisonni, C. & Hager, W.H. *Idraulica dei sistemi fognari: Dalla teoria alla pratica*, Springer-Verlag, Milano, 2012.
- Hager, W.H. Vortex drop inlet for supercritical approaching flow, *Journal of Hydraulic Engineering*, 1990, 116(8): 1048-1054.
- Kellenberger, M. *Wirbelfallschachte in der Kanalisationstechnik* (Pozzi a vortice nei sistemi fognari), Mitteilung 98, Ph.D. dissertation, Versuchsanstalt für Wasserbau, Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology, Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zurich, 1988.
- LCH, Puits à vortex – Commune de Cossonay (Pozzo a vortice – Comune di Cossonay), Report N. 3/2015, Laboratory of Hydraulic Costructions, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2015.

STUDIO DI VULNERABILITÀ DELLA RETE FOGNARIA DEL COMUNE DI NAPOLI MEDIANTE ANALISI STATISTICA MULTIVARIATA

Giuseppe Del Giudice¹ & Roberta Padulano²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli Studi di Napoli Federico II; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli Studi di Napoli Federico II

ASPETTI CHIAVE

- Il metodo proposto si pone l'obiettivo di fornire un criterio per stabilire a quali tronchi di una infrastruttura fognaria sia opportuno destinare risorse economiche per effettuare interventi di manutenzione o riparazione. L'approccio è di tipo statistico poiché ogni parametro informativo dell'infrastruttura può essere trattato come variabile aleatoria.
- Il metodo può essere adoperato anche in presenza di un numero limitato di dati, sia in termini di diversificazione delle variabili che di numero di anni di osservazione. Inoltre non è necessario che le variabili siano incorrelate.
- Il metodo è stato testato sulla rete fognaria di Napoli, di lunghezza complessiva pari a circa 1200 km. Le uniche variabili prese in considerazione sono dimensione, forma, pendenza ed età della condotta e spessore della copertura. Sono stati considerati diversi modelli frutto di diverse combinazioni delle variabili oggetto di studio, e per ognuno è stata valutata la bontà di adattamento alle osservazioni e il grado di selettività.

1 INTRODUZIONE

La tematica della gestione sostenibile delle infrastrutture, in primo piano nella società odierna, comporta la necessità di elaborare metodologie e procedure che consentano di identificare tempestivamente quei segmenti di rete ad elevata vulnerabilità, o più in generale caratterizzati da incipiente collasso. Si tratta cioè di optare per strumenti di azione “a priori”, per intervenire sulla rete prima che si verifichi un eventuale dissesto, in luogo di strumenti “a posteriori”, per i quali l'intervento umano può esplicarsi solo a danno avvenuto.

Con riferimento alle infrastrutture fognarie, molti sono i lavori che si propongono di quantificare il processo di deterioramento di una rete andando ad analizzare l'influenza e l'evoluzione temporale di diversi fattori o parametri caratteristici (Davies *et al.*, 2001a; Hahn *et al.*, 2002). L'analisi di tali fattori, che possono essere in sostanza distinti in elementi di tipo strutturale e di tipo idraulico (Del Giudice & Farina, 2007), ha dato luogo all'individuazione di varie tipologie di modelli di deterioramento, quali i metodi statistici, quelli deterministici e quelli ad intelligenza artificiale (Kleiner & Rajani, 2001; Savic *et al.*, 2006; Tran *et al.*, 2006; Berardi *et al.*, 2008; Yamijala *et al.*, 2009; Khan *et al.*, 2010). Tali modelli richiedono in genere una conoscenza molto spinta delle caratteristiche della rete fognaria, peculiarità che rende tali metodologie difficilmente applicabili in reti poco monitorate (Egger *et al.*, 2013) e che hanno subito, come nel caso della rete fognaria del Comune di Napoli, molte variazioni ed ampliamenti a partire da un impianto di base risalente a oltre un secolo addietro.

Con la presente memoria si intende proporre una metodologia di individuazione dei segmenti di rete fognaria ad elevata vulnerabilità, che possa fungere da efficace strumento decisionale al fine di ottimizzare l'utilizzo di risorse economiche da parte dell'ente gestore. Tale metodologia, applicata alla rete del Comune di Napoli, richiede la conoscenza solo di un numero limitato di informazioni riguardanti la rete, in particolare la dimensione, forma e pendenza delle tubazioni e lo spessore della copertura. La dimensione è indicata dal diametro equivalente $de = \sqrt{(4BH)/\pi}$ dove B e H sono rispettivamente larghezza e altezza della condotta; la forma è rappresentata dal fattore di forma $sh = B/H$, che risulta pari a 1 nel caso di condotte a sezione circolare o quadrata. L'età delle condotte non è un'informazione sistematicamente disponibile su tutta la rete; si è scelto perciò di far coincidere tale variabile con le fasce di sviluppo urbanistico (anteriore al 1900, compreso tra il 1900 e il 1950 e successivo al 1950) come suggerito da Davies *et al.* (2001b). Dal database informativo della rete, composto da circa 40000 record, sono stati estratti quei soli record corrispondenti alle condotte che hanno subito, in un periodo temporale prefissato di osservazione (gli anni 2002-2011), interventi di manutenzione ordinaria (in particolare a seguito di eventi di occlusione delle condotte). Il dataset oggetto di studio, così estratto, contiene dunque un record per ogni intervento (circa

900), ed ogni record contiene a sua volta i parametri caratteristici della condotta corrispondente, nonché la sua ubicazione in ambiente GIS all'interno della rete.

Il modello proposto si basa sull'assunto che, se una particolare combinazione di caratteristiche delle condotte ricorre con maggior frequenza nel dataset, è ragionevole supporre che tutte le condotte dell'intera rete che presentino simili caratteristiche siano altrettanto vulnerabili. Il modello considera dunque i parametri del dataset come variabili statistiche, per le quali viene ricercata una distribuzione di probabilità multivariata che possa essere significativa anche in presenza di correlazioni tra le variabili, e che, a differenza di modelli statistici esistenti, quali ad esempio quelli proposti da *Lei & Saegrov* (1998) e *Savic et al.* (2006), tratti i parametri della fognatura non come variabili discrete, bensì come variabili continue.

2 METODOLOGIA

Con riferimento al dataset oggetto di studio, la metodologia proposta si pone l'obiettivo di identificare la distribuzione di probabilità multivariata dei parametri che caratterizzano la rete, quali il diametro equivalente d_e , lo spessore della copertura d , il fattore di forma sh , la pendenza sl e l'età a . Tale distribuzione deve inoltre garantire la possibilità di tener conto della correlazione tra le variabili, che potrebbe essere significativa: ad esempio è possibile che il diametro equivalente e la copertura siano correlati poiché in genere diametri maggiori necessitano di profondità di scavo maggiori. In questo caso, dunque, la distribuzione multivariata non può essere valutata come semplice prodotto delle singole marginali, bensì sarà da ricercarsi in un'espressione più complessa che tenga conto della matrice di varianza/covarianza tra le variabili. Uno dei modelli di probabilità che soddisfa i requisiti richiesti è la distribuzione multinormale.

Quando un insieme di variabili presenta una distribuzione congiunta di tipo multinormale, sono normali anche le singole distribuzioni marginali e tutte le possibili distribuzioni bivariate. Se invece le distribuzioni marginali presentano un modello diverso da quello normale, diminuiscono le possibilità che la distribuzione congiunta sia normale. Il primo passo della metodologia proposta consiste dunque nell'assicurarsi che tutte le variabili presentino una distribuzione marginale di tipo normale; ciò è possibile applicando a ciascuna variabile la tecnica di *Box & Cox* (1964) che consiste nel calibrare il valore del coefficiente di trasformazione λ che renda normale la distribuzione di probabilità della variabile trasformata x_T definita come segue:

$$x_T = \frac{x^\lambda - 1}{\lambda} \quad \text{se } \lambda \neq 0; \quad x_T = \ln x \quad \text{se } \lambda = 0 \quad (1)$$

La normalità della variabile x_T può essere facilmente testata confrontando i quantili teorici con quelli sperimentali e verificando che i punti si allineino intorno alla bisettrice del primo e terzo quadrante (q-q plot).

Il secondo passo della metodologia consiste nella valutazione della normalità delle distribuzioni bivariate e della distribuzione multivariata delle variabili trasformate. Tale normalità può essere valutata mediante χ^2 -plot, un test basato sul concetto di "distanza di Mahalanobis" m^2 (*Härdle & Simar*, 2007) definita come segue:

$$m^2(x_{j1}, x_{j2}, \dots, x_{jp}) = m_j^2 = (\bar{x}_j - \bar{\mu}) \Sigma^{-1} (\bar{x}_j - \bar{\mu}) \quad (2)$$

dove j indica la generica osservazione, p è il numero di variabili del dataset, x rappresenta la variabile distribuita normalmente, $\bar{\mu}$ è il vettore delle medie e Σ è la matrice di varianza/covarianza. È infatti noto che m^2 è distribuito con modello χ^2 con p gradi di libertà (*Johnson & Wichern*, 2007). Analogamente al q-q plot, il χ^2 -plot consiste nel confronto tra il quantile teorico e quello sperimentale, verificando che i punti si allineino intorno alla bisettrice del primo e terzo quadrante e che, simultaneamente, il 50% dei quantili sperimentali sia inferiore al 50-simo percentile teorico e il 95% dei quantili sperimentali sia inferiore al 95-simo percentile teorico. Ulteriori implicazioni statistiche della metodologia possono essere approfondite in *Del Giudice et al.* (2016).

Una volta ricostruita la distribuzione multinormale delle variabili che compongono il dataset, l'ultimo step è quello di controllare l'adattamento complessivo del modello ai dati sperimentali. Ciò può essere fatto comparando la probabilità cumulata Φ teorica, frutto dell'applicazione del modello multinormale, con la frequenza empirica multivariata F ottenuta applicando la formula di *Gringorten* (1963):

$$F(\bar{x}_k) = \Pr\{\bar{x}_j \leq \bar{x}_k\} = \frac{\text{No of } \{x_{1j} \leq x_{1k} \text{ and } x_{2j} \leq x_{2k} \text{ and } \dots \text{ and } x_{pj} \leq x_{pk}\}}{N + 0.12} \quad (3)$$

dove j e k indicano le osservazioni sperimentali, p è il numero di variabili ed N è l'ampiezza del campione. La bontà dell'adattamento è dimostrata allorquando, in un grafico che vuole la frequenza empirica F sulle ascisse e quella teorica Φ sulle ordinate, i punti si allineano significativamente intorno alla bisettrice del primo e terzo quadrante.

3 APPLICAZIONE ALLA RETE FOGNARIA DEL COMUNE DI NAPOLI

Per provare la robustezza del modello proposto, la procedura descritta nella sezione "Metodologia" è stata calibrata mediante un campione formato da circa 500 record estratti casualmente dal dataset oggetto di studio. Quindi, il modello è stato validato applicando la procedura ai rimanenti circa 400 record, adoperando i parametri (coefficienti di trasformazione λ , vettore delle medie $\bar{\mu}$, matrice di varianza/covarianza Σ) del campione di calibrazione.

Come prima operazione è stata effettuata la trasformazione di *Box & Cox* (1964) su ciascuna delle variabili del campione di calibrazione; per ognuna di esse è risultato $\lambda=0$, cosa che equivale a ritenere che le distribuzioni marginali delle variabili non trasformate corrispondano al modello lognormale. Una volta effettuata la trasformazione delle variabili, si è dimostrata la normalità delle distribuzioni marginali delle variabili trasformate mediante q-q plot, nonché la normalità delle distribuzioni bivariate di tutte le possibili coppie di variabili mediante χ^2 -plot. Per quanto invece concerne la distribuzione multinormale complessiva, si è fatto riferimento a quattro diversi modelli: nel primo modello (M1) vengono considerate tutte le variabili disponibili, ovvero diametro equivalente, spessore della copertura, fattore di forma, pendenza ed età delle condotte ($p=5$); il secondo modello (M2) trascura la variabile dell'età, coerentemente con la considerazione che il deterioramento per effetto del tempo è maggiormente correlato a problemi strutturali delle condotte e quindi ad interventi di manutenzione straordinaria, e non agli interventi di manutenzione ordinaria che sono l'oggetto del presente studio ($p=4$); il terzo (M3) e il quarto modello (M4), oltre l'età, trascurano rispettivamente lo spessore della copertura e il diametro delle condotte, in conseguenza della significativa correlazione tra tali due variabili ($p=3$). Per nessuno di tali modelli l'analisi del χ^2 -plot ha consentito di rigettare l'ipotesi di distribuzione congiunta multinormale.

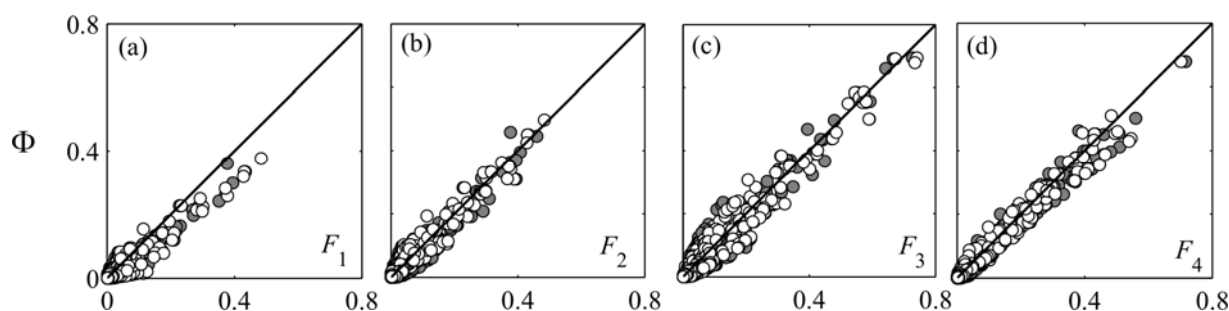


Figura 1. Confronto tra la frequenza empirica di Gringorten e la probabilità cumulata calcolata nell'ipotesi di distribuzione multinormale per i modelli M1 (a), M2 (b), M3 (c) e M4 (d).

In Figura 1 sono mostrati i confronti, per i quattro modelli, tra la frequenza teorica e quella sperimentale. Si può innanzitutto notare come il modello sia distorto quando il fattore "età" viene preso in considerazione, con la sottostima, a svantaggio di sicurezza, della probabilità. Ciò è coerente con la poca influenza che l'età

ha, presumibilmente, sugli interventi di manutenzione ordinaria, ma potrebbe anche essere dovuto alla valutazione grossolana di tale fattore, che è stato fatto coincidere con i periodi di sviluppo urbanistico. I rimanenti modelli risultano invece tutti non distorti, ma il migliore appare M2, poiché presenta una minore dispersione dei dati.

La Figura 2 mostra invece che, rimuovendo progressivamente informazioni, ovvero trascurando un numero sempre maggiore di variabili, il modello si fa sempre più selettivo; in altre parole, maggiore è il numero di variabili considerate, minore è il numero di condotte ricadenti all'interno della classe. Considerando che tali condotte sono quelle maggiormente vulnerabili, ovvero quelle su cui si consiglia al gestore della rete di intervenire con tempestività, un alto numero di variabili facilita l'efficacia dell'allocazione di risorse. Tuttavia, tale osservazione va necessariamente accoppiata alle informazioni fornite dalla Figura 1: nel caso in esame, il modello a maggior numero di parametri mal si adatta ai dati sperimentali, sottostimando il grado di vulnerabilità delle condotte.

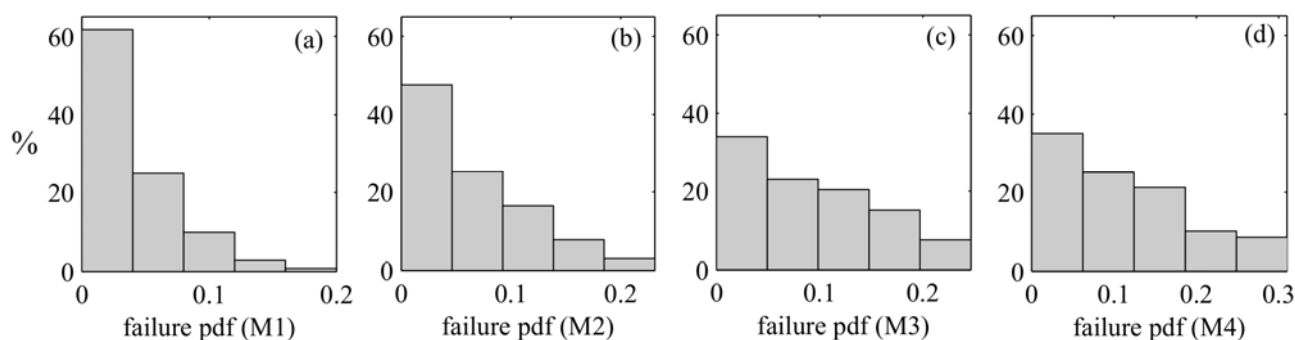


Figura 2. Ripartizione dei tronchi di condotta per classi di densità di probabilità per i modelli M1 (a), M2 (b), M3 (c) e M4 (d).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Berardi, L., Giustolisi, O., Kapelan, Z. & Savic, D. Pipe deterioration models for water distribution systems, *Journal of Hydroinformatics*, 2008, 10(2), 113-126.
- Box, G.E.P. & Cox, D.R. An analysis of transformations, *Journal of the Royal Statistical Society. Series B (Methodological)*, 1964, 26(2), 211-252.
- Davies, J.P., Clarke, B.A., Whiter, J.T. & Cunningham, R.J. Factors influencing the structural deterioration and collapse of rigid sewer pipes, *Urban Water*, 2001a, 3(1), 73-89.
- Davies, J.P., Clarke, B.A., Whiter, J.T., Cunningham, R.J. & Leidi, A. The structural condition of rigid sewer pipes: a statistical investigation, *Urban Water*, 2001b, 3(4), 277-286.
- Del Giudice, G. & Farina, L. Fuzzy logic for prioritizing sewer line maintenance, *Proceedings of the XXXII IAHR Congress - Venice (Italy)*, July 1-6, 2007.
- Del Giudice, G., Padulano, R. & Sciliano, D. Multivariate probability distribution for sewer system vulnerability assessment under data limited conditions, *Water Science & Technology*, 2016, 73(4), 751-760.
- Egger, C., Scheidegger, A., Reichert, P. & Maurer, M. Sewer deterioration modeling with condition data lacking historical records, *Water Research*, 2013, 47(17), 6762-6779.
- Gringorten, I.I. A plotting rule of extreme probability paper, *Journal of Geophysical Research*, 1963, 68(3), 813-814.
- Hahn, M.A., Palmer, R.N., Merrill, M.S. & Lukas, A.B. Expert system for prioritizing the inspection of sewers: knowledge base formulation and evaluation, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2002, 128(2), 121-129.
- Härdle, W.K. & Simar, L. *Applied Multivariate Statistical Analysis*, 2nd Edition, Springer, Berlin, 2007.
- Johnson, R.A. & Wichern, D.W. *Applied Multivariate Statistical Analysis*, 6th Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, 2007.
- Khan, Z., Zayed, T. & Moselhi, O. Structural condition assessment of sewer pipelines, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2010, 24(2), 170-179.
- Kleiner, Y. & Rajani, B. Comprehensive review of structural deterioration of water mains: statistical models, *Urban Water*, 2001, 3(3), 131-150.
- Lei, J. & Saegrov, S. Statistical approach for describing failures and lifetimes of water mains, *Water Science and Technology*, 1998, 38(6), 209-217.
- Savic, D., Giustolisi, O., Berardi, L., Shepherd, W., Djordjevic, S. & Saul, A. Modelling sewer failure by evolutionary computing, *Proceedings of the ICE - Water Management*, 2006, 159(2), 111-118.
- Tran, D.H., Ng, A.W.M., Perera B.J.C., Burn, S. & Davis, P. Application of probabilistic neural networks in modelling structural deterioration of stormwater pipes, *Urban Water Journal*, 2006, 3(3), 175-184.
- Yamijala, S., Guikema, S.D. & Brumbelow, K. Statistical models for the analysis of water distribution system pipe break data, *Reliability Engineering and System Safety*, 2009, 94, 282-293.

INFLUENZA DEI TETTI VERDI ESTENSIVI SULLA QUALITÀ DELLE ACQUE METEORICHE

Simone Veltri ¹, Michele Porti ¹, & Patrizia Piro ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, Cosenza (CS), Italia

ASPETTI CHIAVE

- Monitoraggio della qualità delle acque di scarico in uscita da un tetto vegetato in ambiente sub-Mediterraneo;
- Analisi dei principali parametri chimico-fisici delle acque (pH, conducibilità elettrica, TSS, composti azotati);
- Identificazione del comportamento da “serbatoio” e/o da “sorgente” da parte della copertura vegetata nei confronti dei composti rilevati.

1 INTRODUZIONE

Eventi meteorici sempre più intensi, associati all'eccessiva impermeabilizzazione nelle aree urbane, stanno provocando fenomeni di scorrimento superficiale incontrollato e un aumento dei volumi d'acqua gravanti sulle reti di drenaggio. Le suddette condizioni, associate all'insufficiente manutenzione e al mancato adeguamento delle reti favoriscono l'insorgere di deficienze strutturali, causando spesso gravi ripercussioni sull'ambiente con danni notevoli. Le ripetute emergenze derivanti dalla combinazione dei suddetti scenari, associate alla sempre maggiore richiesta di ripristino dell'habitat naturale cittadino per il benessere collettivo, impone oramai l'impiego di nuovi sistemi costruttivi in un'ottica di sostenibilità ambientale, in alternativa alle tecniche costruttive che in passato hanno caratterizzato lo sviluppo urbano.

In accordo alla definizione di sostenibilità (WCED, 1987) nella gestione delle risorse idriche ed energetiche in ambito urbano possono essere impiegate tecniche costruttive che rispondono ai principi delle Best Management Practices (BMPs) e delle Low Impact Developments (LIDs). In un'ottica di progettazione sostenibile, le coperture a verde degli edifici costituiscono una valida alternativa ai sistemi di smaltimento tradizionali perché sfruttano le caratteristiche del substrato e delle specie vegetali impiantate insieme alle tecniche dell'ingegneria. La progettazione degli stessi fa riferimento alla norma UNI 11235:2007 - “Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di coperture a verde” (Andri et al., 2012). I tetti verdi offrono numerosi benefici: dal punto di vista idraulico, essi modificano la distribuzione temporale del deflusso delle acque piovane rispetto ad un tetto tradizionale attenuando e ritardando il picco delle portate; dal punto di vista energetico, essi permettono di isolare termicamente gli ambienti sottostanti in inverno e di raffrescarli nel periodo estivo. Un aspetto importante nell'ambito delle coperture a verde è l'esame della qualità delle acque da esse rilasciate. Alcuni studi di letteratura hanno studiato la qualità delle acque meteoriche di dilavamento dai tetti verdi. Berndtsson et al. (2009) hanno mostrato l'influenza del tipo di materiale utilizzato (substrato colturale, drenaggio), del tipo di vegetazione e della dinamica della precipitazione. Gli studi di Vijayaraghavan et al. (2012) ed Emilsson et al. (2007) hanno individuato nei fertilizzanti utilizzati una fonte di inquinamento. Speak et al. (2014) hanno studiato l'influenza dell'età del tetto sulla qualità dell'acqua meteorica dilavata. È, dunque, di fondamentale importanza il monitoraggio qualitativo delle acque di scarico da queste tipologie di coperture ponendo particolare attenzione all'uso dei materiali utilizzati. I tipi di inquinanti deputati principalmente al deterioramento qualitativo delle acque di dilavamento sono i nutrienti (azoto e fosforo) ed i solidi sospesi totali. Questi inquinanti devono essere monitorati per impedire l'innescarsi di fenomeni di eutrofizzazione e sviluppo di condizioni anaerobiche nei corpi idrici ricettori. Nel presente studio viene analizzata l'influenza di un tetto verde di tipo estensivo, installato presso l'Università della Calabria, sulla qualità delle acque di scarico della copertura.

2 IL TETTO VERDE DEL PARCO DI IDRAULICA URBANA - UNIVERSITÀ DELLA CALABRIA

I tetti verdi sono sistemi vegetati, che mirano ad ottenere molteplici vantaggi, quali miglioramento della regimazione idrica in ambito urbano (Mentens et al., 2006), risparmio energetico degli edifici (Nyuk Hien et al., 2007), miglioramento delle condizioni climatiche locali (Centgraf et al., 2005), tutela della biodiversità dell'ecosistema urbano (Oberndorfer et al., 2007), ecc.. Le coperture a verde pensile sono considerate a tutti gli effetti delle coperture continue e come quelle tradizionali devono garantire le stesse prestazioni di

protezione del costruito. In tale contesto le installazioni sperimentali realizzate presso l'Università della Calabria nell'ambito del progetto PON 01_02543 "Servizio di gestione integrata e sostenibile del ciclo acqua – energia nei sistemi di drenaggio urbano" che compongono il Parco Tecnologico di Idraulica Urbana, trovano piena applicazione, intervenendo sulla gestione del ciclo integrato dell'acqua di pioggia nei contesti urbani, offrendo soluzioni sia in termini di riduzione dei volumi idrici che di controllo della qualità delle acque. Il tetto vegetato installato presso l'Università della Calabria (Figura 1) è stato realizzato per valutare l'efficienza idrologica-idraulica e gli effetti sulla qualità delle acque piovane dovuti alla presenza di vegetazione mediterranea. La sperimentazione in campo di tale sistema è resa possibile attraverso un sofisticato sistema di monitoraggio ed acquisizione dati, basato su un hardware costituito dall'insieme di sensori atti a misurare le grandezze d'interesse (idrologiche ed energetiche). Le specie utilizzate per la copertura vegetale sono: il *Carpobrotus edulis*, il *Dianthus granthianopolitanus* e il *Cerastium tomentosum*.

Il Tetto verde del Parco Tecnologico di Idraulica Urbana è compartimentato in quattro settori (S1, S2, S3, S4), idraulicamente indipendenti. I primi tre settori sono vegetati, il settore 4 presenta invece la tipica stratigrafia di una copertura tradizionale ed è pertanto assunto come settore di riferimento. Per i tre settori vegetati è stata definita una specifica stratigrafia che consiste in: strato impemeabilizzante antiradice, strato di protezione meccanica dello strato antiradice, sistema di drenaggio, sub-sistema delle pendenze e dei componenti accessori, strato integrato drenante/aerazione/accumulo, strato filtrante, strato colturale, essenze vegetali autoctone dell'area del mediterraneo. Particolare attenzione è stata dedicata alla realizzazione di un opportuno sistema di accumulo e riuso delle acque meteoriche, coltate e stoccate in un serbatoio interrato, posto sul lato nord dell'edificio, al quale è affidata, nei periodi di necessità, l'irrigazione di soccorso, attraverso una rete di distribuzione di tipo a goccia, adeguata alla dislocazione planimetrica delle piante.

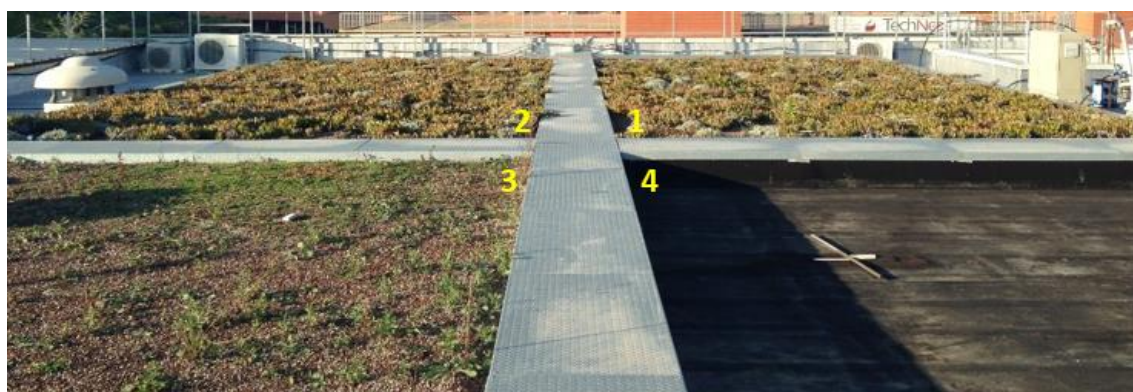


Figura 1. Tetto vegetato estensivo, Università della Calabria, Cosenza (CS)

3 CAMPAGNA DI MONITORAGGIO E ANALISI DI QUALITÀ DELLE ACQUE IN USCITA DAL TETTO

La campagna di monitoraggio è stata condotta da Gennaio ad Aprile 2015. Durante questo periodo sono state analizzate e confrontate le acque di scarico dai 4 settori del tetto vegetato oggetto di studio e la pioggia per 12 eventi meteorici.

Per ogni evento di precipitazione che ha prodotto rilascio dal tetto, è stato condotto un campionamento di tipo manuale nei quattro punti di campionamento, ognuno relativo al singolo settore, localizzati ai lati del fabbricato. I campioni raccolti sono stati contestualmente analizzati per la determinazione di parametri chimico-fisici quali pH, conducibilità elettrica e solidi sospesi totali, e di componenti azotate, nello specifico azoto nitrico e azoto ammoniacale. Le analisi di qualità effettuate in laboratorio sono state condotte mediante tecniche di spettroscopia ultravioletta-visibile (UV-Vis) secondo le metodologie standard individuate dall'ISPRA.

I risultati ottenuti dalla campagna di monitoraggio forniscono un trend relativo alle concentrazioni, delle sostanze indagate, riscontrate nelle acque di scarico per il tetto oggetto di studio sulla base di 12 eventi.

L'obiettivo è stato quello di investigare se il tetto verde estensivo oggetto di studio si comporta come "serbatoio" o "sorgente" di specifiche sostanze nelle acque di scarico. Il comportamento da serbatoio si ha quando le concentrazioni dei composti analizzati sono maggiori nelle acque di ingresso alla copertura piuttosto che in quelle di uscita; pertanto una parte delle sostanze analizzate sono trattenute nel substrato e/o nella vegetazione della copertura. Il tetto vegetato si comporta viceversa come sorgente se le concentrazioni degli analiti nelle acque di ingresso risultano minori che nelle acque di uscita.

4 RISULTATI E DISCUSSIONI

Come detto nel presente studio si è investigata l'influenza di un tetto vegetato di tipo estensivo sulla qualità delle acque di scarico della copertura. Qualitativamente eventuali inquinanti nelle acque di scorrimento potrebbero essere originati dal terreno, dai materiali della copertura, ma anche da eventuali fertilizzanti, dalla vegetazione e da depositi atmosferici. In Fig. 2 sono presentati i valori medi ed il range di variazione registrato per i campioni raccolti durante il periodo di monitoraggio. Il pH e la conducibilità elettrica sono stati analizzati per le acque in uscita da tutti e quattro i settori e per la pioggia. L'azoto ammoniacale (N-NH_4^+) ed i solidi sospesi totali sono stati determinati per i settori S1, S2, S3, S4, ma non per la pioggia; l'azoto nitrico (N-NO_3) invece è stato determinato per i soli settori vegetati (S1, S2, S3).

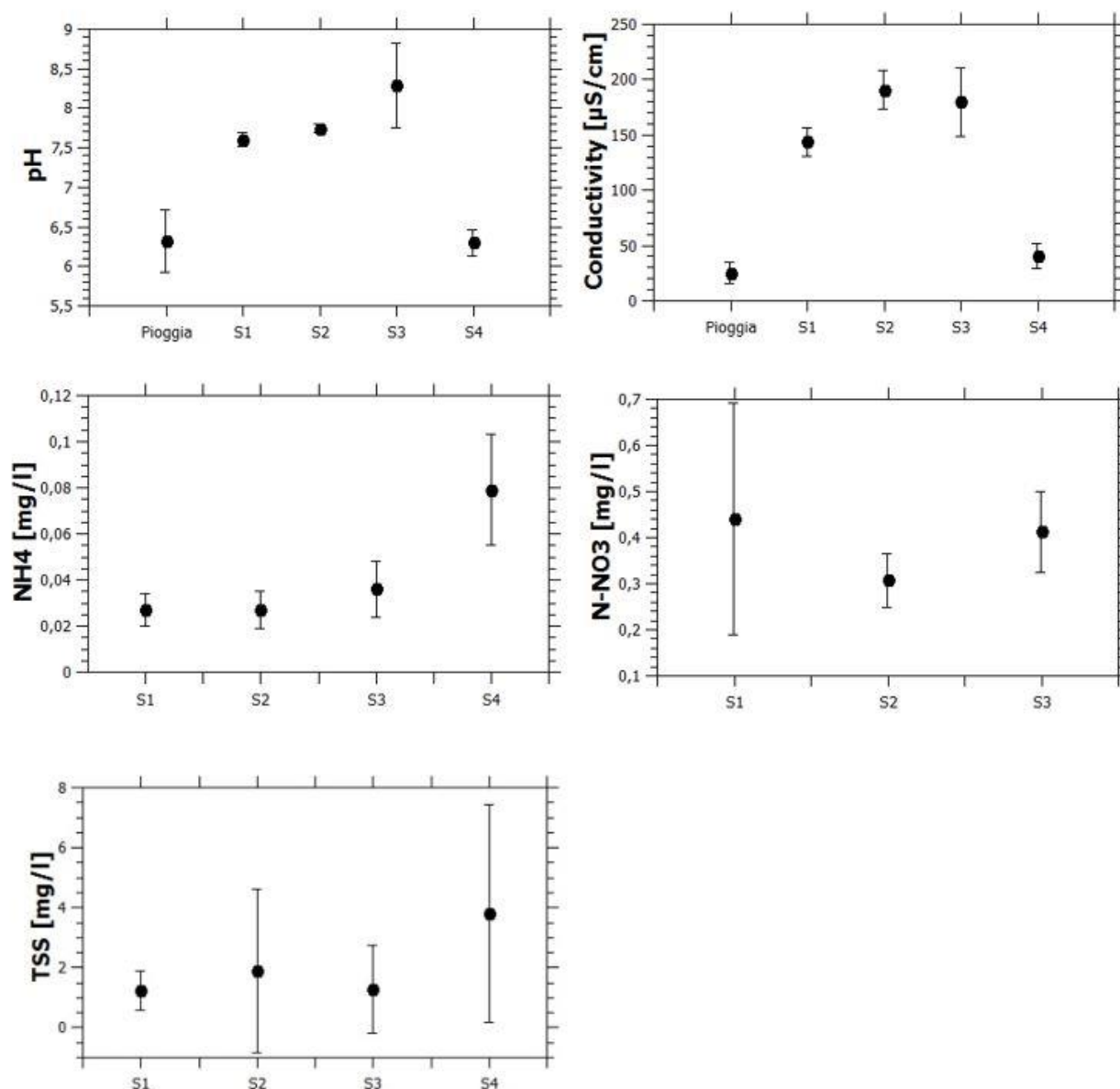


Figura 2. Valori medi e range di variazione per i campioni di Pioggia, Settore1(S1), Settore2(S2), Settore3(S3), Settore4(S4).

L'incremento del pH medio nel passaggio della precipitazione attraverso le differenti stratigrafie vegetate da un valore di 6,5 per pioggia e S4 ad un valore di 7,5 nelle acque in uscita dal tetto, testimonia una rapida neutralizzazione dei depositi acidi. Questo costituisce un beneficio ambientale importante nel caso in cui le acque di ruscellamento delle coperture vengono coltettate direttamente nei corpi idrici recettori. Osservando il grafico relativo alla conducibilità elettrica è possibile osservare un incremento di tale grandezza nel passaggio delle acque attraverso i tre settori vegetati (S1, S2, S3). Questo testimonia una maggiore concentrazione di sali

disciolti in tali acque rispetto a pioggia e scorrimento del settore di riferimento (S4). Sebbene questo non sia un beneficio, essendo la conducibilità un indicatore grossolano di impurità nelle acque, tuttavia le concentrazioni sono nettamente inferiori ai limiti imposti da legge (1500 $\mu\text{S}/\text{cm}$). Per quanto concerne le forme azotate, in letteratura pochi studi hanno approfondito i processi di conversione dell'azoto all'interno dei tetti vegetati. La campagna di monitoraggio condotta ha messo in luce un differente comportamento per le due specie azotate investigate. In particolare si evince un comportamento da serbatoio di azoto ammoniacale (N-NH₄) e da sorgente di azoto nitrico (N-NO₃). Con riferimento alle concentrazioni di N-NH₄ è evidente il comportamento da serbatoio confrontando il settore con copertura tradizionale (S4) con i settori vegetati (S1, S2, S3). I risultati di tale studio mostrano, inoltre, come un comportamento da serbatoio di N-NH₄ sia accompagnato da un comportamento da sorgente di N-NO₃, il che indica un processo di nitrificazione in atto nei settori vegetati operato da particolari microrganismi presenti nel substrato, la cui attività è responsabile dell'ossidazione dell'ammoniaca in un composto assimilabile dalle piante, il nitrato. L'ultima serie di analisi condotta ha riguardato la presenza di solidi sospesi totali (TSS) nei differenti settori. Le concentrazioni minori di TSS nelle acque di scarico dai settori vegetati testimoniano un minor rilascio di sostanze solide sospese dal tetto verde monitorato rispetto ad una copertura tradizionale e pertanto un comportamento ivi indicato come serbatoio.

5 CONCLUSIONI

Il tetto vegetato estensivo installato all'interno del Parco Tecnologico di Idraulica Urbana dell'Unical, come visto, si comporta da serbatoio di N-NH₄ e da sorgente di N-NO₃. Il processo di nitrificazione in atto rende potenzialmente disponibile un maggior quantitativo azoto per la vegetazione. L'incremento del pH durante il passaggio della pioggia attraverso la stratigrafia vegetata testimonia una rapida neutralizzazione dei depositi acidi, mentre l'aumento della conducibilità elettrica indica un incremento della concentrazione di sali disciolti e/o impurezze, comunque estremamente contenute. Si riducono inoltre le concentrazioni di solidi sospesi totali. Il tetto vegetato esaminato, in conclusione, non può essere visto come uno strumento per migliorare la qualità delle acque di scarico, quantomeno per la riduzione delle concentrazioni degli analiti qui esaminati e presenti nella precipitazione. La costruzione dei tetti vegetati va giustificata e promossa attraverso l'esaltazione di altre tipologie di benefici ad essi associati, primo fra tutti la riduzione dei volumi di scorrimento. Tuttavia è importante assicurarsi che queste installazioni non comportino un effetto dannoso sulla qualità delle acque di scorrimento.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è cofinanziato dal Programma Operativo Nazionale italiana - Ricerca e Competitività per le regioni la convergenza 2007/2013 - Asse I "Sostegno ai mutamenti strutturali" obiettivo operativo 4.1.1.1. "Aree scientifico-tecnologiche generatrici di processi di trasformazione del sistema produttivo e la creazione di nuovi settori" Azione II: "Interventi a sostegno della ricerca industriale".

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Andri, S., & Sauli, G. (2012). Manuali e linee guida – Verde pensile: prestazioni di sistema e valore ecologico. Estratto da <http://www.isprambiente.gov.it/files/pubblicazioni/manuali-lineeguida/mlg-78.3-2012-verde-pensile.pdf>
- Berndtsson, J. C., Bengtsson, L., & Jinno, K. (2009). Runoff water quality from intensive and extensive vegetated roofs. *Ecological Engineering*, 35(3), 369-380.
- Vijayaraghavan, K., Joshi, U. M., & Balasubramanian, R. (2012). A field study to evaluate runoff quality from green roofs. *Water research*, 46(4), 1337-1345.
- Emilsson, T.U., Czemieli Berndtsson, J., Mattson, J.E., & Rolf, K. (2007). Effect of using conventional and controlled release fertilizer on nutrient runoff from various vegetated roof systems. *Ecol. Eng.* 29, 260-271.
- Speak, A. F., Rothwell, J. J., Lindley, S. J., & Smith, C. L. (2014). Metal and nutrient dynamics on an aged intensive green roof. *Environmental Pollution*, 184, 33-43.
- Mentens, J., Raes, D., & Hermy, M. (2006). Green roofs as a tool for solving the rainwater runoff problem in the urbanized 21st century?. *Landscape and urban planning*, 77(3), 217-226.
- Hien, W. N., Yok, T. P., & Yu, C. (2007). Study of thermal performance of extensive rooftop greenery systems in the tropical climate. *Building and Environment*, 42(1), 25-54.
- Centgraf, S. C., & Schmidt, M. (2005). Water management to save energy, a decentralized approach to an integrated sustainable urban development. Rio5-World Climate & Energy Event. Rio de Janeiro, 15-17.
- Oberndorfer, E., Lundholm, J., Bass, B., Coffman, R. R., Doshi, H., Dunnett, N., ... & Rowe, B. (2007). Green roofs as urban ecosystems: ecological structures, functions, and services. *BioScience*, 57(10), 823-833.

ANALYZING THE RESILIENCE OF A SUSTAINABLE URBAN CATCHMENT TO CLIMATE CHANGE EFFECTS

Ilaria Gnecco¹ & Anna Palla¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale, Università di Genova, Italia

KEY POINTS

- Green roofs and permeable pavements are the LIDs selected as resilience measures within the urban catchment: 4 percentage of EIA in the range of 5 and 36 % of the catchment area are simulated;
- The climate change is evaluated by using the Climate Change Factor in the range 1.05 and 1.20 since the 20%-increase of the rainfall intensity for the study of concern is supposed to be reasonable;
- The installation of LIDs partially compensates the impact of the expected increase of rainfall intensities in the design event: the 36% conversion scenario is resilient for both the peak and volume.

1 INTRODUCTION

A reduction of the impervious area directly connected to the storm drainage system (Effective Impervious Area, EIA) can compensate the adverse impact of the increasing urbanisation in the storm water management (Jacobson, 2011). Low Impact Development (LID) principles represent a possible solution to reduce the EIA fraction on a urban catchment; furthermore LID source control solutions (green roofs, permeable pavements, etc.) are designed to mimic the pre-development hydrologic conditions thus promoting storage, infiltration and evapotranspiration processes (Palla *et al.*, 2015). The increasing hydrological stress on urban areas is even more critical if future climate scenarios are considered. In particular it emerges that the Mediterranean region is characterized by a relative low capacity for adaptation due to dense population and over-exploited natural resources including land (Paxian *et al.*, 2015). Numerous studies reported in the literature documents that Mediterranean regions reveal decreasing in number of wet days and/or total rainfall amounts but increasing in extremes (e.g. Willems *et al.*, 2011); in particular Kostopoulou & Jones (2005) revealed increasing frequencies of intense rainfall events over Italy. The ability of the LIDs to absorb and rebound from weather extremes and climate variability and continue to function (resilience) is nowadays investigated at the urban catchment scale in order to include these principles and applications in the climate adaptation plan for municipalities. In this framework, the main objective of the present study is to assess the resilience of urban drainage system to the climate change scenarios when LID control solutions are installed at the catchment scale.

2 METHODOLOGY

2.1 Site description

The urban catchment of Colle Ometti, in the town of Genoa (Italy) is selected as a test site for the hydrologic modelling of land use conversion scenarios. This 5.5 ha catchment was urbanised in the eighties with 500 houses built on a previously undeveloped hill slope. The management of storm water is addressed according to the traditional approach; in particular the separate sewer system consists of a main collector and eight lateral sewers and no LID source control solutions (green roofs and permeable pavements) are installed in the catchment. Table 1 illustrates the land use characteristics of the catchment and the percentage of total impervious and pervious areas.

2.2 Simulation Scenarios

Green roofs and permeable pavements are the LID source control solutions selected for the implementation within the urban catchment. Table 2 illustrates the land use conversion scenario and the corresponding EIA reduction percentage. In particular, the proposed scenarios are designed combining the following criteria: four percentages of rooftops conversion (namely 0%, 20%, 50% and 100%) and a single ratio of road and parking lot (namely 16%) corresponding to the whole public parking area. As for land use

characteristics, the current configuration which corresponds to the “do nothing” scenario is used to evaluate the hydrologic response in the “control” scenario.

Land use	Area [ha]	Area [%]
Rooftop	1.41	31
Road and Parking Lot	1.28	28
Other impervious	0.06	1
Total Impervious	2.75	60
Green Area	1.28	28
Farmland	0.53	12
Total Pervious	1.81	40
Total Areas	4.56	100

Tabella 1. Land use characteristics of the urban catchment.

LID source control solution	Conversion Scenario			
	I	II	III	IV
Green roof [% of Rooftops]	0	20	50	100
Permeable Pavement [% of Road and Parking Lot]	16	16	16	16
EIA reduction [% of Catchment Area]	5	11	21	36

Tabella 2. Land use conversion scenarios and EIA reduction percentages.

In order to investigate the resilience of a sustainable urban catchment to climate change effects, the hydrologic response is evaluated by varying the rainfall event characteristics. The current rainfall conditions are derived by analysing the rain data collected at the rain gauge station of Genoa Villa Cambiaso (1990–2013) and 2-year return period synthetic hyetograph is used as input. The synthetic hyetograph is calculated using the Chicago methods by assuming 30-minutes rainfall duration and the time-to-peak ratio of 0.5. In the present study the climate change conditions are evaluated by using the climate change factor (CCF) that is defined as the ratio between the rainfall intensity for a given duration for a future climate scenario and the corresponding rainfall intensity in the current conditions (Arnbjerg-Nielsen, 2012). Although the climate change factor is affected by both the local/regional climate conditions and the rainfall characteristics (return period and duration), the uncertainties associate to the climate change simulation scenarios and their application to urban hydrology is an open-debated issue. In light of such considerations and results reported in the literature (Larsen *et al.*, 2009; Rodriguez *et al.*, 2014) it is reasonable to suppose the 20%-increase of the rainfall intensity for the case study of concern. In particular, the CCF is assumed ranging between 1.05 and 1.20 in step of 0.05; thus the rainfall intensity corresponding to different climate change scenarios is calculated by multiplying the current rainfall intensity by the CCF.

The EPA Storm Water Management Model (SWMM) is selected to simulate the hydrologic response of the sustainable urban catchment. Recently LID control modules have been implemented in SWMM (v. 5.1.007) in order to simulate the hydrologic performance of source control solutions such as rain gardens, green roofs, infiltration trenches and permeable pavements. The study area is simplified in 286 subcatchments, 102 junctions and 101 conduits; this high-resolution discretization results in subcatchment areas characterized by single land use type and homogenous properties. Consequently, the LIDs are applied to selected subcatchments and occupy the full subcatchment area (i.e. roof surface is converted into green roof). Detail description of the model calibration is available elsewhere (Palla & Gnecco, 2015).

3 RESULTS

Model results consist of the outflow hydrographs for the reference and selected conversion scenarios. The reference scenario corresponding to the “do nothing” scenario is simulated under the current rainfall

condition (namely *control hydrograph*) while the four conversion scenarios are simulated under different climate change scenarios. In detail, the current rainfall conditions is assigned equal to the 2-year return period event and the climate change scenarios are selected based on climate change factors of 1.05, 1.10, 1.15 and 1.20. The hydrologic resilience of the land use conversion scenarios is assessed through three indexes: the peak, volume and time response resilience rates. For each conversion scenario, the peak resilience rate is calculated as the relative percentage difference between the outflow peaks of the control and climate change scenarios; the volume and the time response rate are similarly evaluated. In particular the time response is calculated based on the hydrograph centroids of the control and the climate change scenarios.

Figure 1 shows the resilience analysis for the climate change condition corresponding to $CCF = 1.1$; Figure 1a illustrates the hyetographs and the corresponding simulated hydrographs for the four conversion scenarios and Figure 1b reports the hydrologic resilience indexes referred to the runoff volume, peak flow rate and response time vs. the EIA reduction percentages. The 11%-conversion scenario allows compensating the increase in the peak flow due to a $CCF = 1.1$ while in order to compensate the increase in the volume is needed the 21%-conversion scenario.

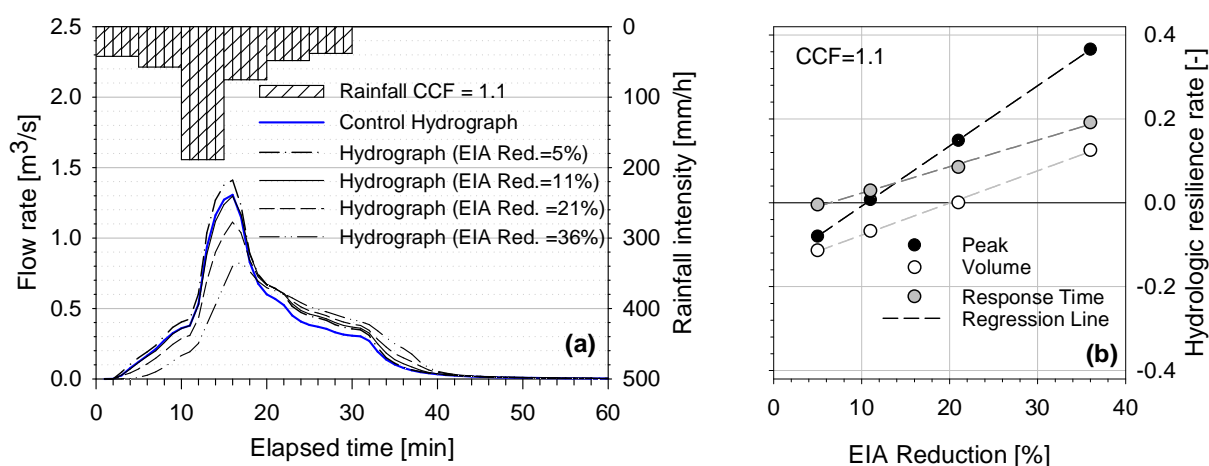


Figure 1. The hyetographs and the corresponding hydrographs simulated for the different EIA reduction (a) together with the hydrologic resilience rate vs the EIA reduction (b) are illustrated at assigned climate change scenario equal to 1.1, for the 2-years return period event. The control scenario in the plot (a) indicates the *do nothing* scenario at current rainfall condition.

In Figure 2, the hydrologic resilience indexes are plotted versus the climate change factor with respect to the four conversion scenarios (EIA Reduction=5%; 11%; 21%; 36%) for the 2-year return period event. Results point out that the hydrologic resilience indexes decrease linearly with the CCF. The exception occurs with the time response resilience index that is fairly constant thus confirming that the response time of the catchment response does not vary with the climate change conditions (being it referred to an extreme event). The 5%-conversion scenario is not resilient for both the peak and volume for all the climate change scenarios, while the 36%-conversion scenario is resilient for all the variables. The volume resilience index shows the lowest values thus pointing out the dependence with the retention capability of the LID (such as the void ratio and depth) that is limited being the climate change scenarios characterized by increasing rainfall volume. The response time resilience index shows a peculiar trend that is the system is always resilient and the resilience rate is the same for all the climate change conditions thus confirming the capability of LIDs in delaying the catchment response.

4 CONCLUSIONS

Modelling results confirm the role of LIDs in restoring the critical components of the natural flow regime at the urban catchment scale; as expected, the higher is the EIA reduction the higher are the resilience rates; in particular the 36%-conversion scenario is resilient for all the variables and all the climate change scenarios. The proposed EIA reduction strategy suggests that LIDs can play an important role in climate

adaptation planning for municipalities; through the use of LID practices, resiliency can be planned into a urban catchment.

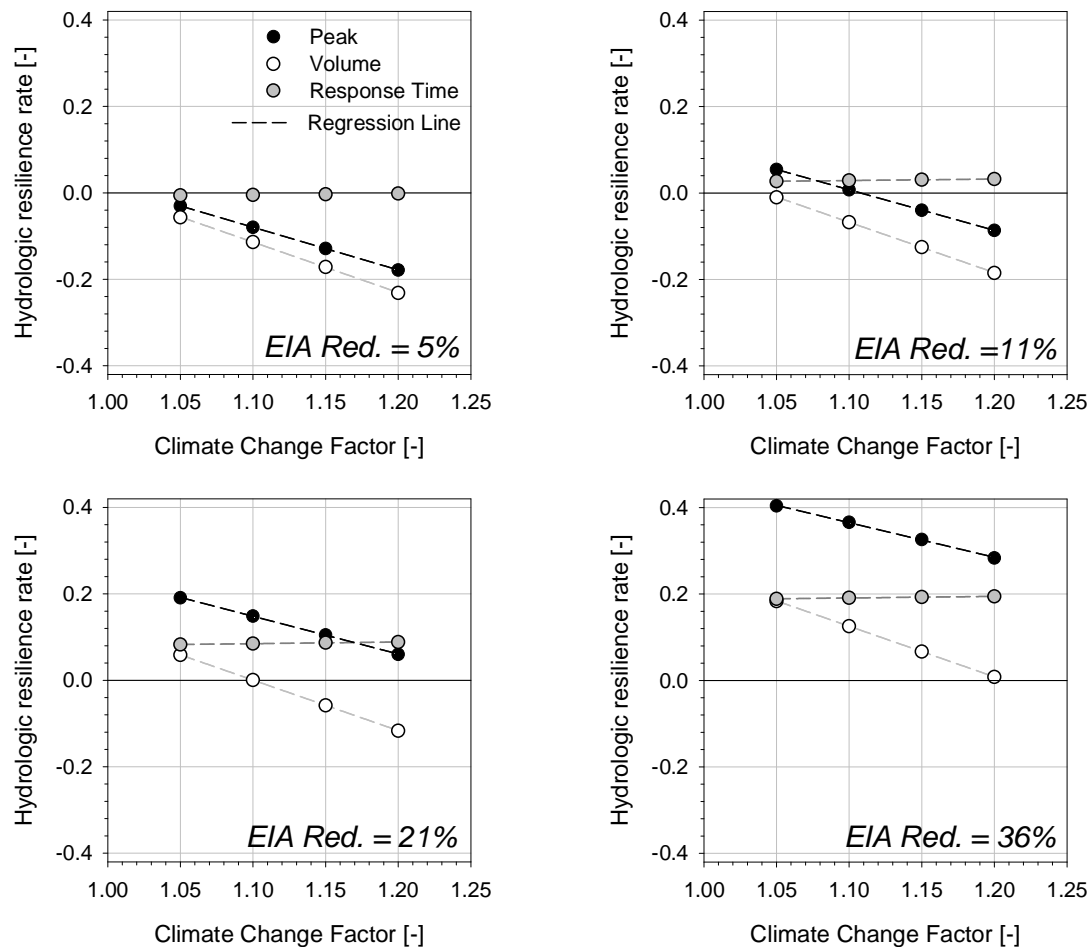


Figure 2. Hydrologic resilience rate vs the Climate Change Factor at assigned land use conversion scenario (EIA Reduction = 5%; 11%; 21%; 36%) for the 2-years return period event.

REFERENCES

- Arnbjerg-Nielsen, K. Quantification of climate change effects on extreme precipitation used for high resolution hydrologic design. *Urban Water Journal*, 2012, 9(2), 57-65.
- Jacobson, C.R. Identification and quantification of the hydrological impacts of imperviousness in urban catchments: A review. *Journal of Environmental Management*, 2011, 92, 1438-1448.
- Kostopoulou, E. & Jones, P.D. (2005). Assessment of climate extremes in the Eastern Mediterranean. *Meteorol. Atmos. Phys.*, 2005, 89, 69685.
- Larsen, A.N., Gregersen, I.B., Christensen, O.B., Linde, J.J. & Mikkelsen, P.S. Potential future increase in extreme one-hour precipitation events over Europe due to climate change. *Water Science and Technology*, 2009, 60, 220562216.
- Palla, A. & Gnecco, I. Hydrologic modeling of Low Impact Development systems at the urban catchment scale. *J. Hydrol.*, 2015, 528, 361-368.
- Palla, A., Carbone, M., Garofalo, G., Lanza L.G. & Piro, P. Influence of stratigraphy and slope on the drainage capacity of permeable pavements: laboratory results. *Urban Water Journal*, 2015, 12(5), 394-403.
- Paxian, A., Hertig, E., Seubert, S., Vogt, G. Jacobeit, J. & Paeth, H. Present day and future mediterranean precipitation extremes assessed by different statistical approaches. *Clim Dyn*, 2015, 44, 8456860.
- Rodríguez, R., Navarro, X., Casas, M.C., Ribalaygua, J., Russo, B., Pouget, L. & Redaño, A. Influence of climate change on IDF curves for the metropolitan area of Barcelona (Spain). *International Journal of Climatology*, 2014, 34(3), 643-654.
- Willems, P., Arnbjerg-Nielsen, K., Olsson J. & Nguyen, V.T.V. Climate change impact assessment on urban rainfall extremes and urban drainage: Methods and shortcomings. *Atmospheric Research*, 2011, 103, 106-118.

MODELLAZIONE IDRAULICA DELLE PAVIMENTAZIONI DRENANTI: RISULTATI SPERIMENTALI

Michele Turco¹, Marco Carbone¹, Giuseppe Brunetti¹, Eugenio Sansone¹ & Patrizia Piro¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile Università della Calabria via P. Bucci, 87036 Arcavacata di Rende (CS)

ASPETTI CHIAVE

- Analisi dei processi di infiltrazione nei mezzi porosi mediante l'utilizzo del modello S.W.M.M
- Schematizzazione del processo di infiltrazione mediante un modello a serbatoi con efflusso controllato
- Validazione del modello sulla base di un controllo volumetrico a partire da dati misurati in situ

1 PREMESSA

Negli ultimi decenni i cambiamenti climatici e la crescente impermeabilizzazione del territorio hanno favorito nelle aree urbane il verificarsi di situazioni critiche che hanno causato un vero e proprio sconvolgimento del ciclo idrologico naturale con conseguenti fenomeni allagamenti superficiali a causa dell'inefficienza dei sistemi di drenaggio urbano utilizzati. I sistemi fognari tradizionali non sono quindi più in grado di gestire questo aumento del deflusso superficiale e le inondazioni stanno diventando frequenti, anche per eventi di pioggia di bassa magnitudo. Per tale motivo, la comunità scientifica ha rivolto da anni il suo interesse verso soluzioni tecnologiche innovative sostenibili volte a ripristinare il ciclo idrologico "Pre-development" mediante la riproduzione dei processi naturali. Tra le tecniche più diffuse, l'approccio Low Impact Development (LID) mira a preservare e ripristinare il ciclo idrologico naturale, ridurre al minimo l'impermeabilità dei bacini urbani migliorandone le loro capacità di infiltrazione ed evapotraspirazione. Tra le tecniche LID si ricordano bacini di bio-ritenzione, le trincee filtranti, le coperture a verde, le pavimentazioni drenanti e molte altre (Dietz, 2007).

Le pavimentazioni drenanti rappresentano una delle tecniche LID più diffuse. Rispetto alle tradizionali pavimentazioni in asfalto impermeabile, esse sono in grado di ridurre il deflusso superficiale, ridurre le portate di picco e laminare i volumi di deflusso tuttavia le prestazioni complessive dipendono da diversi fattori quali ad esempio le caratteristiche dei materiali di costruzione o le caratteristiche delle precipitazioni (Pratt et al., 1995). Un limite alla diffusione di tali infrastrutture è senza dubbio rappresentato da una scarsa conoscenza di strumenti di modellazione adeguati.

Obiettivo principale di questo lavoro è analizzare il processo di infiltrazione all'interno di una pavimentazione drenante, installata nel Parco di Idraulica Urbana dell'Università della Calabria, mediante l'utilizzo di un modello a serbatoi implementato all'interno dello Storm Water Management Model (SWMM) sviluppato dall'Environment Protection Agency degli Stati Uniti.

2 METODOLOGIA

2.1 Modello di calcolo

Caratteristica principale delle pavimentazioni drenanti è quella di avere una struttura fortemente insatura. Il flusso all'interno di un mezzo poroso può essere descritto attraverso l'equazione di Richards (Richards, 1931):

$$\frac{\partial \theta(\psi)}{\partial t} - \nabla \cdot K(\theta(\psi)) \nabla (\psi - z) = 0 \quad (1)$$

dove θ rappresenta il contenuto idrico (L^3/L^3), ψ rappresenta il carico di suzione (L), K la conducibilità idraulica del mezzo insaturo (L/T), t il tempo (T) e z la profondità (L). Non esistono soluzioni analitiche per risolvere tale equazione e quindi molto spesso si utilizzano per la sua risoluzione metodi numerici alle differenze finite o ai volumi finiti (Carbone et al., 2015).

A partire dall'equazione di Richards è stato elaborato un modello di calcolo a serbatoi per determinare il processo di infiltrazione all'interno del quale ogni strato della pavimentazione è schematizzato da un serbatoio caratterizzato da una certa legge di efflusso definita dalla relazione

$$q(h) = a \cdot h^b \quad (2)$$

dove q rappresenta l'aliquota di volume uscente dal singolo serbatoio (L^3/T), h il tirante idrico all'interno del serbatoio (L), a e b sono invece i parametri caratteristici del mezzo poroso ricavabili, a partire da alcune semplificazioni dell'equazione di Richards, o direttamente, se note la curva di ritenzione idrica e la conducibilità satura del mezzo in questione, o mediante calibrazioni su dati sperimentali osservati.

Il modello di calcolo implementato si basa perciò sull'utilizzo di moduli e oggetti fisici presenti nello SWMM quali nodi serbatoio, nodi outlet, nodi dividers e sottobacini. Semplificando si può dire che lo SWMM è stato utilizzato come piattaforma per una progettazione ad oggetti: ad esempio il nodo serbatoio è stato utilizzato come blocco in grado di gestire l'equazione di bilancio idraulico, il nodo divider come nodo selettivo del percorso etc.

Il modello descrive perciò il processo di infiltrazione attraverso i vari strati della pavimentazione drenante concettualizzandolo come un processo di deflusso attraverso una cascata di serbatoi; I vari strati della pavimentazione sono visti come serbatoi con efflusso controllato posti in serie.

2.2 Descrizione del sito sperimentale

La pavimentazione drenante, di cui si dispongono le caratteristiche tecniche e i dati di volume di acqua infiltrato per singolo evento meteorico è stata installata nell'ambito del progetto PON01_02543 "Servizio di gestione integrata e sostenibile del ciclo acqua – energia nei sistemi di drenaggio urbano" nei pressi del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università della Calabria in un'area a parcheggio di fronte al cubo 42B. L'area di parcheggio prima dell'intervento risultava essere completamente impermeabile.

Il sito sperimentale ha una superficie di circa 154 m² e spessore circa pari a 98 cm (Figura 1)

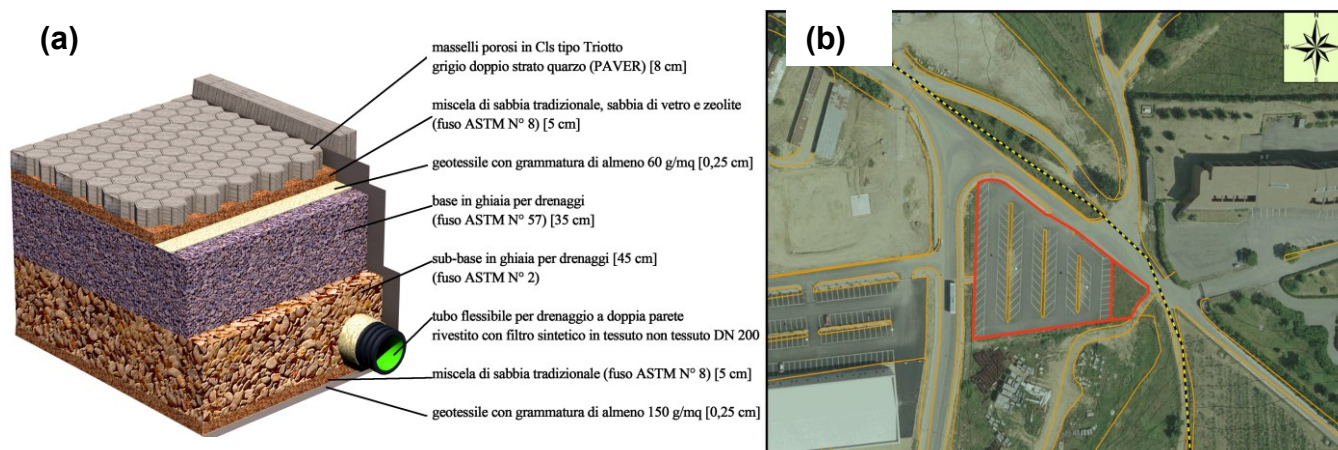


Figura 1. Descrizione del sito sperimentale: nel pannello (a) è riportata la stratigrafia della pavimentazione drenante, il pannello (b) illustra invece la posizione planimetrica della stessa installazione sperimentale (Piro ed. 2015).

In sintesi le caratteristiche dei vari strati sono le seguenti:

- Masselli porosi in CLS tipo Triotto filtrante grigio doppio strato quarzo (PAVER) per uno spessore di 8 cm
- miscela fuso ASTM 8 di Sabbia tradizionale (50%), Sabbia di vetro (50%) e Zeolite (5%) per uno spessore di 5 cm
- geotessile ad elevata permeabilità con grammatura non superiore a 60 g/m²

- ghiaia per drenaggi (fuso ASTM No 57) per uno spessore di 35 cm
- ghiaia per drenaggi (fuso ASTM No 2) per uno spessore di 45 cm
- sabbia con fuso ASTM 8 (tradizionale), spessore di 5 cm, con funzione anti-punzonamento del sottostante geotessile
- geotessile accoppiato a una pellicola impermeabile con grammatura non superiore a 150 g/m²

Per quanto riguarda le pendenze attribuite all'opera, è stato scelto come criterio progettuale quello della doppia pendenza longitudinale (2.00 %) e trasversale (2.00 %), in modo da far confluire le acque sia superficiali che sotterranee verso un univoco punto di raccolta.

2.3 Dati sperimentali

L'analisi effettuata in questo lavoro è un'analisi sui parametri quantitativi della pavimentazione drenante (volume totale di acqua infiltrato per ogni evento meteorico considerato) che ha l'obiettivo di valutare in maniera critico-sperimentale il modello implementato all'interno del motore di calcolo SWMM confrontando i dati modellati con quelli misurati in situ. Per quanto riguarda l'input del modello esso è costituito dai dati di pioggia misurati attraverso una stazione meteorologica installata in prossimità del sito sperimentale; la portata in uscita dalla pavimentazione invece è misurata in modo indiretto mediante un tubo misuratore con luce a stramazzo munito di un trasmettitore di pressione immergibile in grado di misurare il livello idrico da 0 a 750 mm con precisione standard dello 0.1%.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Il modello di calcolo parte dal considerare il sottobacino ricevente l'evento di pioggia, che nel nostro caso di studio corrisponde all'intera superficie della pavimentazione drenante, come un semplice mezzo che trasforma totalmente l'afflusso di pioggia in deflusso. La trasformazione delle precipitazioni in deflusso, dipende da diversi parametri caratteristici del sottobacino tra cui il D-Store, la width o larghezza equivalente, il coefficiente di Manning e la pendenza media. Si è confrontato il volume totale di pioggia caduto sul sottobacino, quindi dato idrologico acquisito in situ, con il volume di deflusso modellato al variare della width del D-store e del coefficiente di Manning e si è visto che il valore di deflusso varia di poco al variare della larghezza equivalente o width in quanto tale parametro ha molta più influenza sul tempo di rilascio (più è basso tale valore più tempo impiega il sottobacino a trasformare l'afflusso in deflusso) che non sul volume totale di deflusso. Lo stesso è invece molto influenzato dal parametro "D-store" e dal coefficiente di Manning che fisicamente rappresentano rispettivamente l'altezza delle depressioni superficiali della pavimentazione e la scabrezza; le depressioni superficiali possono essere riempite dall'acqua meteorica di afflusso del bacino ricevente e quindi sottraggono parte delle precipitazioni al processo di deflusso, rappresentando perciò una perdita secca; così come minore è la scabrezza minore è la resistenza al moto offerta dal sottobacino al volume di afflusso.

La validazione del modello di calcolo è stata effettuata ad un criterio di tipo volumetrico, cioè i parametri dell'analisi sono stati calibrati nel rispetto del bilancio dei volumi. Ciò che la prima parte dello studio sperimentale ha messo in evidenza è che il parametro regolatore del bilancio volumetrico, partendo dalle misurazioni in situ, è il D-store. Tale parametro nel motore di calcolo dello SWMM caratterizza l'altezza delle depressioni superficiali del sottobacino rappresentando di fatto una perdita nel processo di deflusso superficiale in quanto parte dell'acqua di pioggia non partecipa al deflusso riempiendo tali depressioni; nel modello di calcolo implementato in realtà il processo simulato è di infiltrazione dell'acqua di pioggia attraverso la pavimentazione drenante e quindi tale parametro D-store rappresenta sempre una perdita per il processo di infiltrazione ma intesa come "volume ritenuto" dal pacchetto drenante. Per meglio specificare tale parametro si può dire che è la capacità del mezzo drenante di immagazzinare acqua prima che si inneschi il moto di percolazione a gravità tra gli strati della pavimentazione stessa. Tale capacità del mezzo dipende ovviamente oltre che dalle caratteristiche di tessitura e granulometria degli strati anche e soprattutto dalle condizioni idrologiche specifiche iniziali dell'evento meteorico. I risultati delle simulazioni dimostrano una correlazione tra il tempo secco che precede l'evento meteorico e il D-store. I risultati sono sintetizzati nella seguente tabella e nel grafico sottostante:

Evento	Volume modellato(m ³)	Volume misurato(m ³)	D-store (mm)	Dry-Time (giorni)
19-23/01/2014	6.05	5.92	20	19
31/01-01/02/2014	2.7	2.59	9	3
12/02/2014	1.77	1.77	9	3
04-06/03/2014	3.9	3.54	7	1.5
24-25/03/2014	3.49	3.58	17	8
04-06/04/2014	1.1	1.16	15	6
28-30/04/2014	1.32	1.33	18.5	10

Tabella 1. Risultati della modellazione effettuata

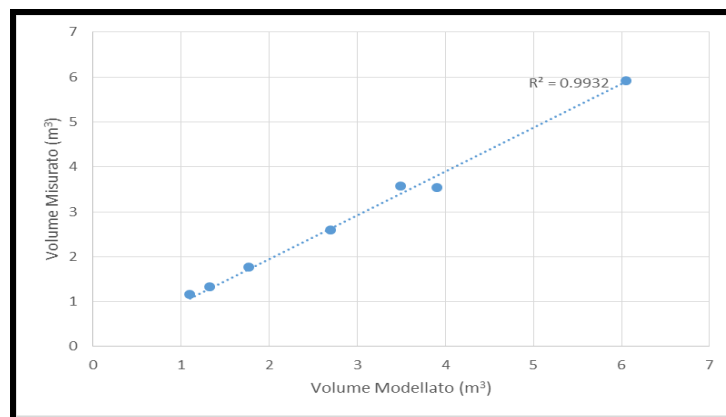


Figura 2. Confronto tra Volume misurato in situ e Volume modellato

4 CONCLUSIONI

Scopo del presente lavoro è stato quello di mostrare peculiarità e limiti del modello di calcolo proposto ancora oggi oggetto di studio. Tale modello propone l'analisi del processo di infiltrazione dell'acqua descrivendolo, a partire da oggetti fisici e blocchi già presenti in SWMM, come un processo di deflusso attraverso i vari strati della pavimentazione drenante. Tali strati sono visti come una cascata di serbatoi con efflusso controllato. La validazione del modello è stata effettuata a scala di evento a partire dai dati misurati in situ. L'analisi sperimentale ha mostrato l'accuratezza del modello da un punto di vista del bilancio volumetrico sebbene presenta ancora delle inaccurattezze in termini di idrogrammi simulati.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è cofinanziato dal Programma Operativo Nazionale italiana - Ricerca e Competitività per le regioni la convergenza 2007/2013 - Asse I "Sostegno ai mutamenti strutturali" obiettivo operativo 4.1.1.1. "Aree scientifico-tecnologiche generatrici di processi di trasformazione del sistema produttivo e la creazione di nuovi settori" Azione II: "Interventi a sostegno della ricerca industriale".

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Dietz, M.E. Low Impact Development Practices: A Review of Current Research and Recommendations for Future Directions, Water, Air, and Soil Pollution, 2007, Volume 186, Issue 1, pp 351-363.
- Pratt, C., Mantle, J. & Schofield, P. UK Research into the performance of permeable pavement, reservoir structures in controlling stormwater discharge quantity and quality, Water Sci Technol, 1995, 32, 63-9.
- Richards, L.A. Capillary conductions of liquids through porous mediums, J. Appl. Phys. 1931, 1, 318-333
- Carbone, M., Brunetti, G. & Piro, P. Modelling the Hydraulic Behaviour of Growing Media with the Explicit Finite Volume Solution, Water, 2015, 7, 568-91.
- Mancuso, A., Carbone, M., Piro, P. Progettazione e installazione pavimentazione drenante: parco di Idraulica Urbana - Unical In: Piro P. (ed.), "Interventi sostenibili nell'idraulica urbana. Ciclo Acqua-Energia: Ricerca - Progettazione - Innovazione", Cosenza, Edibios, 2015, pp.147-161, ISBN 978-88-97181-38-5.

BACK TO THE FUTURE: NEW INSIGHT ABOUT THE CATCHMENT OF THE ANCIENT TRIGLIO AQUEDUCT

Ilenia Argentiero¹, Filomena Canora², Ruggero Ermini¹, Maria Dolores Fidelibus³, Roberta Pellicani¹, Lydra Qeraxhiu¹ & Giuseppe Spilotro¹

(1) Department of European and Mediterranean Cultures, University of Basilicata, Matera, Italy; (2) School of Engineering, University of Basilicata, Potenza, Italy; (3) DICATECh, Politecnico di Bari, Bari, Italy.

KEY POINTS

- *The ancient Triglio Aqueduct and its innovative and eco-friendly solutions*
- *The culture and genius of the ancient hydrogeologists and engineers*
- *Methodology for the future able to protect the environment and resilient in respect to next climate change*

1 INTRODUCTION

In the area between the towns of Crispiano, Statte and Taranto, partly along the Gravina (canyon) of the Triglio, a huge aqueduct, which presently reaches Taranto, develops. The water intake apparatus, which is constituted by small underground tunnels some kilometers long and with regularly spaced pits for the digging and for the aeration of the conduct, is very notable.

The work shows cultural and constructive boldness and exceptional and unique constructive features, both in the water intake (Figure 1 a) and in the stretch of conveying water (Figure 1 b). This study was conducted primarily to honour the culture and genius of the ancient hydrogeologists and engineers, who managed to gain a perennial discharge in a hostile climate and in a region devoid of surface water resources, with environmentally friendly techniques, which have been never used before or since in the region. Moreover, the study highlights the unusual resilience to seasonal climate changes over a long period and to their effects on groundwater. This important feature of the hydraulic work is the consequence of a precise cultural choice of the technique used to capture the water resource.



Figure 1. Confluence of two branches of the canyon of Triglio, corresponding to the confluence of two branches of the underground intake work (a); the late medieval arcades of the aqueduct near Taranto (b); view of the water intake apparatus from inside (c).

2 SEA LEVEL, GROUNDWATER AND GEOMORPHIC INTERACTION IN THE TARANTO AREA

The study area is part of a geological domain of particular interest, at the SW edge of the Murgia carbonate platform: stretching about 160 km, with a width ranging around 60 km; the maximum elevation over the present sea level is about 650 m and the thickness of the carbonate unit is greater than 4 km. On its W and SW border the Apulian carbonate platform faces a rift with clastic filling (the Bradanic Foretrough). Large marine terraces shape these sediments up to an altitude of approximately 450 m on the SW border (Senatore et al., 1988). In this area, the regional basement of Cretaceous limestone is buried under a thick layer of stiff blue clay, in turn overlaid by terraced marine sands and conglomerates. Near the west flank of the Murgia limestone hills, calcarenites can be found either on the limestone (lower calcarenites of Pliocene) or over the blue clay

(upper calcarenites of Pleistocene), in this case substituting the coarse coastal regressive sediments.

The clastic filling of the tectonic trough plays a notable role from a hydrogeological point of view, since its 2D distribution defines, on the west flank of the Murgia, both the side confinement of the huge carbonate aquifer by the clay and the presence of small surface aquifers by the coupling of permeable strata over the clay. The confinement caused by clay forces groundwater to flow along the foretrough border towards the present Ionian coastline (now the Taranto area). Here the groundwater can only discharge where there is a lack of impermeable clayey cover or where conditions exist to pipe it, forming coastal subaerial or submarine springs respectively (Cotecchia et al., 1990; Tadolini et al., 1996) (Figure 2). The latter become agents of specific erosional elliptical basins under prolonged sea level standing (Cerruti, 1938; Canora et al., 2012). The erosional basins can be still active, as the present two bays of Mar Piccolo (A in Figure 2), fossil, i.e. referred to past sea level higher than present sea level (F in Figure 2).

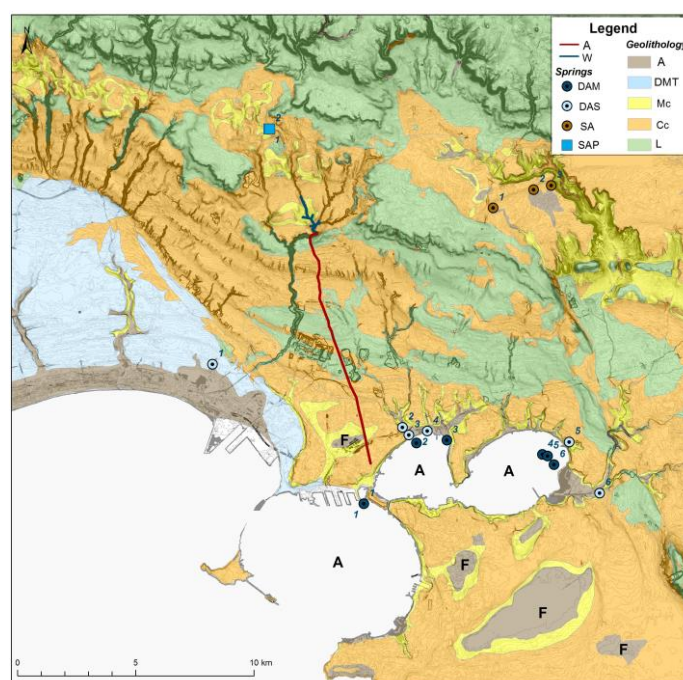


Figure 2. Basic geo-lithology and main groundwater discharge points in the Taranto area. Springs: DAS – deep aquifer, subaerial; DAM – deep aquifer, submarine (citri); SA – shallow aquifer; SAP - ponds generated by springs of shallow aquifers; elliptical erosion basins: A – active; F – fossil.

Over the geological time-scale, sea level was subject to several rises and falls, separated by standing periods of variable duration. In the Murgia platform, these standings have been relevant in defining groundwater level, which drives both hydrogeological and surface morphological processes.

The hydrogeological consequences of sea level standings concern the surface and the subsurface of Murgia aquifer. As to subsurface, the selected elevation ranges correspond to elevation ranges of the action of water-table karstification. When located in the saturated zone the resulting near-horizontal karst levels are the most productive for groundwater exploitation; when positioned within the vadose zone, they channel vadose flow towards vertical conduits for which reason they represent the most attractive levels for groundwater interception. As to the surface, karst plains whose elevation falls in the selected ranges allow a good drainage of surface water, well buffered by thin alluvial or red soil deposits. Some marine terraces on the west side of the Murgia platform, whose elevation is included in a few of the selected ranges of elevation found for Murgia, are also interesting from the hydrogeological point of view. They, in fact, are made by sequences of gravel and sand or by calcarenites covering clay layers, which overly in turn the calcareous bedrock: they constitute superficial aquifers whose importance is directly linked to their areal extension.

The range of elevation within which the water intake of the aqueduct works is 150 ± 20 m AMSL. This range of elevations has been recognized by a morphometric analysis of Murgia carbonate platform performed

with two widths of sensitivity and by a separate statistical analysis on selected marks noticeable within vertical shafts and horizontal caves as due to prolonged sea standstills. This specific range of altitudes also characterizes the nearest marine terraces of the Bradanic Trough, which then result associated to the specific morphological and hydrogeological features of the Murgia territory (Fidelibus et al., 2013).

3 A LESSON FROM THE PAST

The water intake of the Triglio aqueduct consists of about 4 km of drainage tunnels, dug to a depth through wells interspersed over several dozen meters from 8 to 35 m from surface (Figures 1). It was located in a specific zone and an ad hoc altitude of the Taranto area, which falls within the wider territory already described. The hydraulic work was revealed by explorations carried out in several stages by speleologists, primarily those of the Speleo Statte Group (Conte, 2005).

The aqueduct presently extends for about 12 km and can be divided into three parts: (1) water intake apparatus, hypogeum stretch for water interception, formed by branches of tunnels converging in a single pipe; (2) hypogeum conductor apparatus, which is a unique underground pipeline entirely excavated in the rock; (3) epigeous conductor apparatus, the final stretch of the aqueduct where it emerges from the ground level. The water intake apparatus is composed by tunnels and pits excavated into a calcareous mass, draining the karst vadose zone and the alluvial deposits, where the tunnel is parallel to the water course of the canyon (Figure 3). Based on the average climatic conditions, it was possible to estimate an uptake of the order of 20 l/s. The tunnels of the Triglio aqueduct develops, for the entire length, into two types of calcareous rock: the Calcareneite of Gravina and the Limestone of Altamura. The interception apparatus is developed almost entirely in the Calcareneite of Gravina, while the hypogeum conductor system is developed in both lithologies.

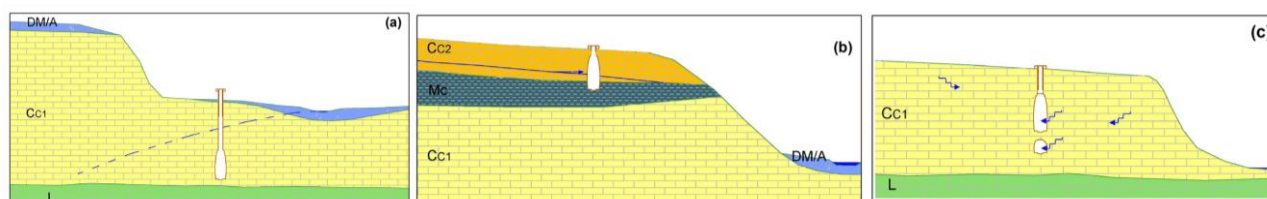


Figure 3. Techniques of water intake used in the Triglio catchment. a – water capture from vadose zone fed by alluvial buffer; b – partial drainage of small surficial aquifers; c – water interception by vadose zone from roof and side walls. Simplified lithology: L – limestone; CC1 – lower calcarenite; CC2 – upper calcarenite; Mc – clayey marl; AC – alluvial and colluvial cover.

The first part of the work is attributed at Roman age and more precisely in the interval between the 1st century BC and AC. In 950 A.D., after the fall of the Roman Empire, Nicephorus II Phocas, Emperor of the East, rebuilds Taranto after the wars and restructures the Triglio Aqueduct that remains outside the city walls. In 1334, Catherine II of Valois, Princess of Taranto, completes the aqueduct bringing it into the city. In the nineteenth century, the aqueduct becomes the "Public Source" and the Apulian Aqueduct Authority uses the structure to provide water until 1922, when the city began to be served by the Sele.

The attribution of the work to the Romans is not reflected in the purpose, as the port of Taranto was close to an area rich in springs. Moreover, the sophistication and the type of work recalls the "qanat" or "foggare" deriving from Persian, Arab or North African culture. It is therefore possible reposition the water intake apparatus as a work created by Arab hydrogeologists, which were in the southern Italy region around 900 AD. More probably, aqueduct was for human and agricultural service of some settlement placed at an altitude of about 100-150 m above the sea level. Only later (1300 BC), the water of Triglio, excellent in quality, was brought to Taranto to substitute local polluted water. It is interesting to note that the aqueduct, thanks to the use of intercepted waters and not of water from an aquifer, perfectly worked almost 1000 years under several cycles of climate changes, the last of which, the Little Ice Age, ended in the area about 150 years ago.

The Little Glacial Age (LIA) seems to be confirmed in the area in Taranto by the analysis of many historical documents and ancient maps relative to a period between 1567 and 1850 that unequivocally signal the evidences of peculiar climatic conditions. In particular, several studies have been carried out in the Gulf of Taranto in order to reconstruct and explain climate variations: they are based on corals, on vermetid reefs, and

on marine sediment cores (Goudeau et al., 2014). A clear lowering of level in some marsh areas in the Taranto area (Spilotro & Roccanova, 1990; Canora et al., 2012) was observed during LIA, probably around the outstanding mega-drought of 1540.

The geoarchaeological evidence suggest that the Triglio water intake has functioned perfectly for almost ten centuries in spite of these climate events, to the point that the part of the aqueduct supplying water to Taranto was planned and built just during the worst part of LIA.

4 CONCLUSIONS

A number of fascinating points have been revealed by the research on the ancient Triglio aqueduct and its water intake. One of such aspects is the enormous effort necessary to realize the long stretches, entirely dug by hand; another aspect is the advanced knowledge on soil and water physics shown by ancient hydrogeologists and engineers, who used advanced geomorphological information to understand the hidden potential of water resource exploitation in the area, as well as forward-looking know-how on civil and underground engineering techniques.

It is worth noting that this cultural approach was unprecedented in the area and that no further evidence of a similar work has ever been found in the entire Apulia region, in spite of its innovative and eco-friendly solutions. It can be estimated that the system functioned for at least 11 centuries until present days and that it would still be in operation if human intervention had not polluted the water resource.

A further aspect of the eco-sustainability of this type of intake work is that with the interception of vadose flow before it reaches water table, it defines its own successful operation, being protected from the effects of seasonal or long-term vertical variations of groundwater level.

The work would merit a more careful consideration, beyond the geo-archaeological and speleological aspects, as it could represent an experimental station of groundwater hydrology. Actually, we believe that the ancient methodology devises innovative criteria that allow re-proposing it as the methodology for the future, able to protect the environment and resilient in respect to next climate change. The strengths are: water-drawing external to groundwater, independence from groundwater level and from groundwater salinity changes in coastal areas; no transmission of hydrodynamic turbulence to groundwater with preservation of freshwater/saltwater equilibrium in coastal aquifers; ability to draw water at high altitudes, far from lower areas potentially affected by pollution; gain of hydraulic head for adduction at great distances.

Ultimately, this unique lesson from the past is so far the more valid, eco-friendly and sustainable proposal for gaining supplies of water: back to the future!

REFERENCES

- Canora, F., Fidelibus, M.D. & Spilotro, G. La piccola età glaciale di Taranto (Puglia, Italia), *Rendiconti Online Società Geologica Italiana*, 2012, 18, 12-18.
- Cerruti, A. Le sorgenti sottomarine (Citri) del Mar Grande e del Mar Piccolo di Taranto, *Ingegneria Navale*, VII, Napoli, 1938.
- Conte, A. L'acquedotto romano del Triglio da Statte a Taranto - Antica via dell'acqua in Puglia, Edizioni Pugliesi, Martina Franca, Taranto, Italy, 2005.
- Cotecchia, F., Lollino, G., Pagliarulo, R., Stefanon, A., Tadolini, T. & Trizzino, R. 1990. Hydrogeological conditions and field monitoring of the Galeso submarine spring in the Mar Piccolo of Taranto (Southern Italy). *Proceedings of the 11th SWIM*, Technical University of Gdansk, Gdansk, 14 -17th May 1990, ed. B. Kozerski & A. Sadurski, 171-208.
- Fidelibus, D., Spilotro, G. & Canora, F. Reply to the discussion on 'Coastal and inland Karst morphologies driven by sea level stands: a GIS based method for their evaluation', by Filomena Canora, Dolores Fidelibus, Giuseppe Spilotro (2012). *Earth Surface Processes and Landforms*, 2013, ESEX Commentary, 38(8), 898-901.
- Goudeau, M.L.S., Grauel, A.L., Tessarolo, C., Leider, A., Liang, C., Bernasconi, S.M., Versteegh, G.J.M., Zonneveld, K.A.F., Boer, W., Alonso-Hernandez, C.M. & De Lange G.J. The Glacial-Interglacial transition and Holocene environmental changes in sediments from the Gulf of Taranto, central Mediterranean. *Marine Geology*, 2014, 348, 88-102.
- Senatore, M.R., Normark, W.R., Pescatore, T. & Rossi, S. Structural framework of the Gulf of Taranto (Ionian Sea). *Mem. Soc. Geol. It.*, 1988, 41, 533-539.
- Spilotro, G. & Roccanova, C. Sea level changes and ancient mapping of Taranto area, *Proceedings of 6th International Congress of IAEG*, Amsterdam, August 1990, ed. G. Price, Balkema, Rotterdam, 235 - 241.
- Tadolini, T. & Spizzico, M. Caratterizzazione idrogeologica della zona delle sorgenti Tara (Taranto), *Mem. Soc. Geol. It.*, 1996, 51, 793-802.

“METODO SPEDITIVO PER LA DETERMINAZIONE DI AREE SUSCETTIBILI DI ALLAGAMENTO MEDIANTE SWMM”

Angelo Nicotra^{1#}, C. Denisi^{2#}, R. Ferrante^{3#}, L. Gurnari^{4#}, A. Labate^{5#}, D. Martino^{6#}, R. Serafino^{7#}, P. Filianoti^{8#}

(##) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Energia, dell'Ambiente e dei Materiali, Università Mediterranea di Reggio Calabria;

(1) angelo.nicotra@unirc.it, (2) carmelo.denisi@gmail.com, (3) rachelefrnt@gmail.com, (4) luana.gurnari@gmail.com

(5) labateantonino84@gmail.com, (6) domenico.martino@unirc.it, (7) robertaserafino0@gmail.com, (8) filianoti@unirc.it

ASPETTI CHIAVE

- Si propone un metodo speditivo per la determinazione di aree suscettibili di allagamento e la verifica di reti fognarie urbane attraverso l'ausilio congiunto di tre diversi software freeware
- Si è messa a punto una procedura di input-output che utilizza Qgis, Inp.Pins e SWMM anche per il tracciamento di aree di allagamento
- Infine sono stati effettuati dei confronti con le simulazioni effettuate con il software MIKE 21 HD, modello idraulico di propagazione bidimensionale dei deflussi

1 PREMESSA

La modellazione idraulica 2D o accoppiata 1D e 2D ha raggiunto buoni livelli di affidabilità per quanto riguarda la capacità predittiva degli effetti di inondazione in aree urbane e la conseguente realizzazione di mappe di rischio di allagamento. L'uso di modelli 2D, per la previsione in “*real time*” è possibile solo nel caso di bacini di grande estensione, nei quali il tempo di formazione\propagazione della piena sia considerevolmente superiore ai tempi di calcolo del modello (tipicamente dell'ordine di parecchie ore). La maggior parte dei bacini calabresi ha un tempo di formazione della piena di poche ore, per cui la simulazione degli effetti al suolo di un evento meteorico può essere svolta a partire dalle previsioni meteorologiche. Purtroppo, tali previsioni si sono rivelate spesso poco efficaci, come nel caso di Bivona nel 2004 o Genova nel 2011 e 2014.

Per fare fronte a questa inefficacia, nel progetto “*Aquasystem*” si è predisposto un catalogo degli eventi, costituito da un insieme di mappe di allagamento, essendo ciascuna mappa prodotta da un evento meteorico di assegnata durata e tempo di ritorno. Nell'imminenza di un evento di pioggia di rilevante intensità è sufficiente selezionare dal catalogo lo scenario più prossimo a quello atteso. Per fare ciò si è pensato di ottenere una mappa di allagamento in “*real time*” ricorrendo a un metodo speditivo, richiedente un tempo di calcolo dell'ordine di pochi minuti. Dopodiché, si sceglie dal catalogo degli eventi la mappa che presenta le maggiori similitudini con quella ottenuta col metodo speditivo. Tale metodo si basa sull'uso congiunto di tre diversi software freeware QGis per il tracciamento della rete e delle aree di allagamento, inp.PINS per la creazione dei file di input ed infine SWMM per le simulazioni sul funzionamento idrologico ed idraulico (1D) di una rete pluviale. Come “*test case*” è stato simulato il funzionamento della rete pluviale di un piccolo centro urbano della provincia di Catanzaro, Roccelletta Borgia sotto l'azione di eventi capaci di causare l'insufficienza. Si sono ricavate le conseguenti mappe di allagamento sia con il modello bidimensionale MIKE 21 HD sia con la procedura di seguito descritta. Infine sono stati effettuati dei confronti con le simulazioni effettuate con i due software.

2 MATERIALI E METODI

SWMM (*Storm Water Management Model*) è un software per la modellazione dinamica del processo afflussi-deflussi ed utilizzato per simulare quantitativamente e qualitativamente eventi di pioggia singoli oppure di lungo periodo principalmente in aree urbane. Le equazioni utilizzate da SWMM per descrivere il fenomeno idraulico sono quelle differenziali alle derivate parziali del primo ordine di De Saint Venant, scritte nella forma monodimensionale. Permette inoltre di modellare la rete “integrata” (*dual drainage system*), ovvero comprendente sia i condotti interrati sia la rete di deflusso superficiale. In tal modo sono stati inseriti nel modello, oltre alla rete fognaria anche gli impluvi (strade e fossi) presenti nel bacino urbano.

Aniché procedere all'inserimento dei suddetti dati tramite l'interfaccia grafica di SWMM si è messa a

punto una procedura di input-output che utilizza i tre software freeware Qgis, Inp.Pins e SWMM (cfr. *Figura 1*).



Figura 1. Le fasi di input e di output di SWMM utilizzano nei “due sensi” i software open source Qgis e Inp.PINS .

SWMM consente di tenere in conto un'area di invaso di temporaneo (*area ponded*) in corrispondenza di ciascuna caditoia, l'acqua in eccesso viene temporaneamente invasata per ritornare nella rete quando la quota piezometrica lo consente (cfr. *Figura 2*). La procedura adottata consiste nell'assegnare un valore di tentativo alla “*ponded area*”, e nel ricavare l'altezza del cilindro d'acqua in essa invasata, a seguito della simulazione dell'evento meteorico considerato. Questa altezza serve per individuare nel modello digitale del suolo (DEM) il contorno dell'area effettivamente allagata, il quale è dato dall'intersezione tra il piano orizzontale di quota pari a quella piezometrica e la superficie topografica. Il valore così ottenuto costituisce il nuovo valore di tentativo della “*ponded area*” e così via. Nella fase di output il software *Inp.Pins* consente l'individuazione sul DEM dei punti di uguale carico idraulico e crea dei *file.shp* dei carichi idraulici e dei poligoni individuanti le aree di potenziale allagamento.

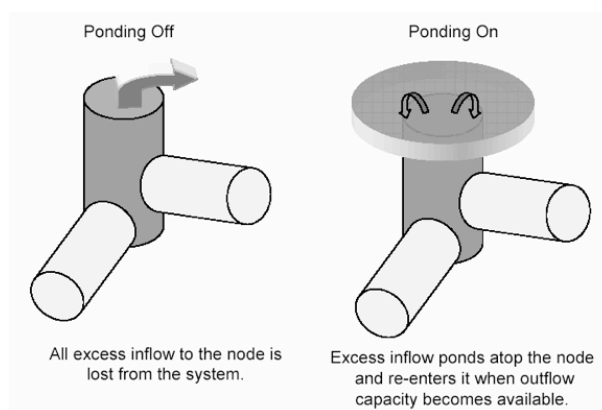


Figura 2. A sinistra, un eccesso di carico nel nodo normalmente si traduce in una fuoriuscita di acqua dal sistema, a destra con la procedura *Ponding*, un fuoriuscita di acqua viene temporaneamente invasata per poi rientrare nel sistema.

I risultati ottenuti con la procedura sopra descritta, sono stati confrontati con quelli ottenuti con il software MIKE 21 HD. Esso si basa su un codice di calcolo bidimensionale per la simulazione di corpi idrici per i quali sia possibile approssimare il comportamento con l'approssimazione idrodinamica bidimensionale piana, per fluidi verticalmente omogenei.

Sono state condotte numerose simulazioni sia con ietogrammi sintetici aventi diversi tempi di ritorno sia con ietogrammi reali. In particolare qui vengono proposti i risultati della simulazione di un evento di particolare intensità avvenuto nel novembre del 2013 nelle zone in oggetto, per il quale si riportano nella presente memoria i risultati con i due diversi modelli.

L'area urbana è stata suddivisa in 44 bacini scolanti della superficie complessiva di 341 ettari. La rete implementata su SWMM, costituita dalla rete interrata e da fossi o canali in terra di piccola e media dimensione, è stata ricostruita mediante l'ausilio di una rappresentazione dettagliata e accurata del suolo e delle strutture urbane presenti sulla superficie.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Come detto, le simulazioni condotte hanno consentito di rappresentare le interazioni tra la rete interrata e la rete superficiale. Le tecniche di modellazione unidimensionale di reti fognarie di comune impiego, non tengono conto di tali interazioni e, di conseguenza, non forniscono risultati verosimili per le precipitazioni in cui il deflusso superficiale diventa rilevante. I risultati ottenuti hanno messo in evidenza che gran parte del deflusso superficiale raggiunge la rete idrografica senza essere intercettata dalla rete fognaria. Il rapporto tra i volumi scaricati dal collettore terminale e il volume totale degli scarichi della rete superficiale è pari al 28%, 15% e 9.7%, per tempi di ritorno rispettivamente di 5, 10 e 20 anni; mentre esso è pari al 49% nel caso dell'evento di pioggia reale del 2013. Come si vede, il volume d'acqua che non raggiunge il corpo ricevente tramite la rete fognaria è considerevole, già per i tempi di ritorno minori.

Applicando la metodologia esposta nel par. precedente al caso dell'evento registrato nel novembre 2013, si è ottenuta la mappa di allagamento mostrata nella Fig. 3b. La Figura 3a mostra la mappa ottenuta con il software MIKE 21 HD, in ambedue le immagini non vengono raffigurati i tiranti inferiori a 30 cm. Dal confronto si nota che la procedura implementata con SWMM mostra la presenza di un numero maggiore di aree allagate rispetto a quanto ottenuto con MIKE 21 HD. Tuttavia, nella area a sudest dell'abitato (racchiusa dalla linea tratteggiata), unica suscettibile di allagamento secondo MIKE, con tiranti superiori al metro di altezza, si nota una sufficiente concordanza tra i risultati dei due modelli.

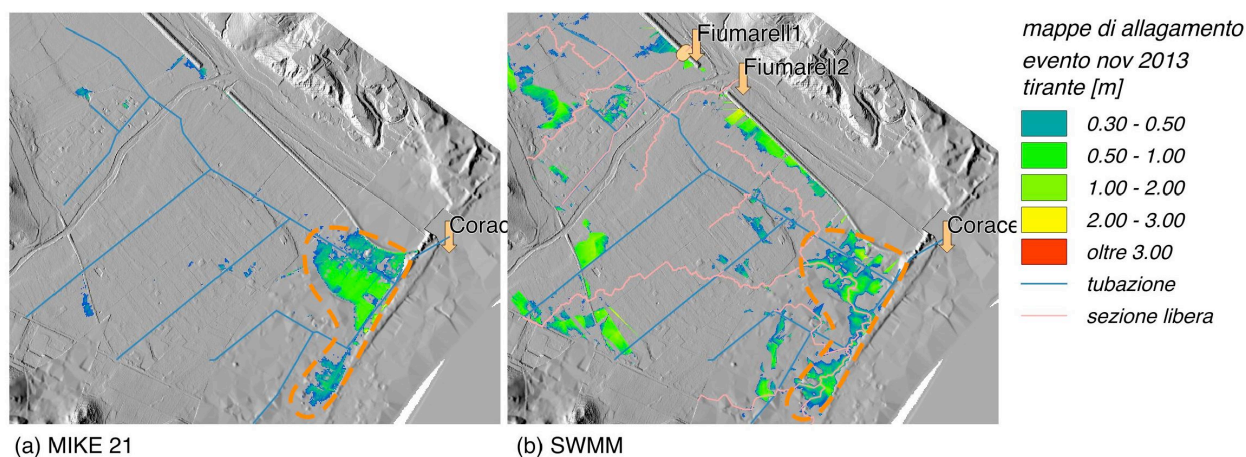


Figura 3. Il pannello (a) mostra le aree allagate secondo il modello bidimensionale MIKE21; il (b), le aree secondo SWMM. Nell'area racchiusa dal tratteggio, interessata dai maggiori tiranti idrici, entrambi i modelli presentano risultati sufficientemente concordanti.

La Figura 4 mostra la differenza tra le stime dei volumi di allagamento per ogni sottobacino; valori positivi significano stime di SWMM in eccesso rispetto a MIKE 21 HD. Come si vede, solo nei tre bacini a sud-est dell'area in studio (in rosso e arancione), SWMM stima volumi di allagamento inferiori a quanto stimato da MIKE.

La Tabella 1 fornisce un'indicazione d'assieme dei risultati ottenuti con i due modelli. Sono mostrati le aree delle superfici allagate e i volumi in esse riversati. Come è evidente, la procedura SWMM sovrastima sia le superfici sia i volumi di oltre 2 volte. Mentre il tirante medio nelle aree allagate è simile nei due modelli.

Modello	Area di allagamento (m ²)	Volume di allagamento (m ³)	Tirante medio (m)
SWMM+ Inp.Ins+Qgis	302971	245647	0.81
MIKE21	129900	91891	0.71

Tabella 1. Risultati delle elaborazioni dei due modelli con l'evento del novembre 2013.

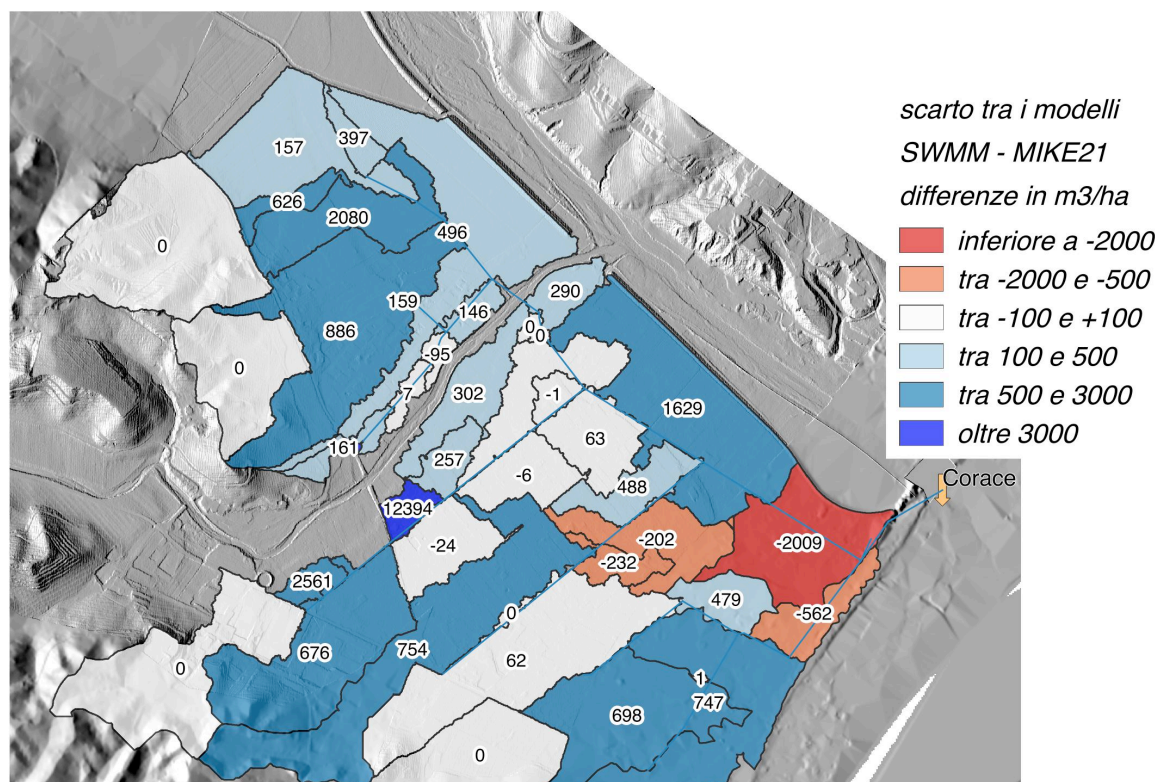


Figura 4. Scarto tra i volumi di allagamento ($\text{m}^3 \text{ha}^{-1}$) stimati dai due modelli, per ciascun sottobacino urbano. I valori positivi rappresentano i maggiori volumi stimati da SWMM rispetto a MIKE.

4 CONCLUSIONI

La simulazione del funzionamento idraulico della rete fognaria integrata con il reticolo superficiale consente una rappresentazione più verosimile del deflusso conseguente ad eventi meteorici intensi, per i quali la rete risulta insufficiente e, conseguentemente, gran parte dei deflussi avviene all'esterno di essa.

I modelli bidimensionali permettono una buona rappresentazione dell'evoluzione del fenomeno idraulico, tuttavia comportano tempi di calcolo spesso non-compatibili con il loro uso in *real time*. Nel presente lavoro, viene proposta una procedura speditiva, per la stima delle aree di allagamento, basata sull'impiego di un modello monodimensionale e del GIS. I tempi di calcolo sono di almeno un ordine di grandezza inferiori.

Tale procedura può essere utilizzata per il dimensionamento e la verifica di manufatti fognari in area urbana e, come nel caso dell'Aquasystem, come strumento di previsione idraulica degli effetti al suolo in bacini di piccola dimensione. Nel caso della piattaforma citata (progetto PON04a2_f) ad esempio, la mappa ottenuta col metodo speditivo viene utilizzata per scegliere la mappa di allagamento più probabile tra quelle contenute nel cosiddetto catalogo degli eventi. Esso contiene una varietà di mappe prodotte da numerosissimi eventi meteorici sintetici simulati con il modello bidimensionale MIKE 21 HD.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Storm Water Management Model User's Manual Version 5.0, 2004.
 Storm Water Management Model Applications Manual, 2009.
 R. D. Pina, N. E. Simões, J.A. Sá Marques & J.O. Sousa, Floodplain delineation with Free and Open Source Software, Proceedings of 12th International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre/Brazil, 11-16 September 2011.

INCLUDING ACTUAL EVAPOTRANSPIRATION FOR GREEN ROOF MODELLING AT AN EXPERIMENTAL SITE

Mirka Mobilia¹, Antonia Longobardi¹ & Joachim Friedrich Sartor²

(1) Department of Civil Engineering of University of Salerno; (2) Department of Civil Engineering of Trier University of Applied Sciences

KEY POINTS

- Water balance model is tested against observational data and used to predict runoff production for a green roof
- Actual evapotranspiration needs to be accounted for in the water balance approach to improve performances
- The API model (Ali & Mawdsley, 1987) and the A-A model (Brutsaert and Stricker, 1979) are used to describe the actual evapotranspiration process.

1 INTRODUCTION

Green roofs are an effective tool to reduce the quantity of stormwater runoff in urban areas. The performance of a green roof (GR) in reducing runoff is indeed influenced by the climate and it ranges from 60% to 100% depending on the local environmental conditions as shown by several studies (Mobilia *et al.*, 2015, Mentens *et al.*, 2006, Teemusk & Mander, 2007). Modelling of evapotranspiration is strongly affected by the weather condition, too. Evapotranspiration may directly act on moisture content in the layer of the green roof so on its ability to retain water after rainfall events. For these reasons, in time, many authors have developed different models for prediction of the hydraulic behaviour of vegetated covers entailing the use of this term (Stovin *et al.*, 2013, Locatelli *et al.*, 2014, Poë *et al.*, 2015). The aim of this study is to introduce a simple conceptual model based on soil water balance equations. Evapotranspiration represents an important term of the water balance, hence the need to consider the actual evapotranspiration (AET) because the potential one could lead to incorrect evaluation of the system efficiency. AET is calculated from potential evapotranspiration (PET) estimates using two models: API-model and AA-model. The proposed model is then calibrated and validated using measurement data collected from an extensive green roof site near Bernkastel-Kues (Germany). The goodness of Fit (GOF) of simulated runoff values to the set of observations is evaluated calculating three indices such as the root-mean-square errors (RMSEs), the averages of absolute percentage errors (AAPEs) and the relative percentage errors (RPEs).

2 METHOD

The approach used in this paper to model the runoff production for a green roof is a simple soil water balance conceptual model where run-off from the roof is computed on a daily basis for a seasonal and long-term simulation using the following equations:

$$\text{If } V_t = V_{t-1} + P_t - AET_t \leq W_{t,\max} \rightarrow R_t = 0, \quad \text{if } V_t = V_{t-1} + P_t - AET_t > W_{t,\max} \rightarrow R_t = V_t - W_{t,\max} \quad (1)$$

Where R_t is the runoff during the day “t” and it is the output of the model, the other terms are given as input and consist of daily climatic data for the analyzed location, in particular AET_t is the actual evapotranspiration (cm), P_t is the precipitation (cm), V_t is depth of water in the layer of green roof, $W_{t,\max}$ is the maximum water depth within the soil layer before overflowing would occur (cm).

GR water retention potential is largely variable during the hydrological year, mainly because of differences in climate conditions throughout the year. The model is provided with a variable threshold mechanism for $W_{t,\max}$, where the relevant value changes depending on the antecedent precipitation index “API” according to the following equations:

$$W_{t,\max} = a + b \cdot \Delta API_{t,t-1} \quad \text{with} \quad API_t = (C \cdot API_{t-1}) + P_t \quad (2)$$

Where a linear dependence between W and API has been found, API_t standing for antecedent precipitation

index during the day t (cm) (Koehler & Linsley, 1951), is an index of moisture stored within the soil before a rainfall event and it consists of a weighted summation of daily precipitation amounts, C is storm hydrograph recession coefficient (-), P_t = precipitation that occurs during the day t (cm). For $t=0$, $V_0=API_0$ where API_0 is the antecedent precipitation index at the starting period of simulation.

As climate as a seasonal characterization, two different interpolation lines, representative of the maximum water depth in the layer have been found, one valid for the summer/spring period and another one valid for the autumn/winter period. The switch between the different regression coefficients, although strongly impacted by the seasonality, is provided by the identification of $\Delta API_{t,t-1} = API_t - API_{t-1}$ marked with the symbol $\Delta API_{\text{SWITCH}}$, the difference between API values between two subsequent days.

2.1 Actual evapotranspiration

Evapotranspiration is one major component in the water balance of a hydrological system (McMahon et al, 2013). Actual evapotranspiration is generally less than or equal to potential evapotranspiration, depending on climate settings and type of vegetation. The inclusion of AET rather than PET would represent an undeniable improvement in soil water balance assessments and consequently in modelling the runoff production for an hydrological system (Begueria et al., 2013, Longobardi & Villani, 2013, Stovin et al., 2013). In this paper, two different models are used for AET evaluation : the API-model and the AA-model. The API model (Ali & Mawdsley, 1987) modifies PET predicted by Priestley & Taylor (1972) equation using a coefficient α related to antecedent precipitation index:

$$ATE_{API} = 0,408 \cdot \alpha \left[\frac{\delta}{\delta + \gamma} (R_n - G) \right] \quad (3)$$

Where R_n is the net radiation ($\text{MJ m}^{-2}\text{d}^{-1}$), G is the soil heat flux density at the soil surface ($\text{MJ m}^{-2}\text{d}^{-1}$), presumed to be negligible on a daily time scale (Allen et al., 1998), γ is the psychrometric constant ($\text{kPa}^\circ\text{C}^{-1}$) and it is a function of the atmospheric pressure, δ is the slope of the saturation vapor pressure-temperature curve ($\text{kPa}^\circ\text{C}^{-1}$) and it is a function of the mean daily temperature, α is a dimensionless coefficient and it is expressed as:

$$\alpha = (0,123 API) - (0,0029 API^2) - (0,0000056 API^3) \text{ for } API \leq 20, \alpha = 1.26 \text{ for } API > 20 \quad (4)$$

The Advection-Aridity model (Brutsaert and Stricker, 1979) calculates AET from PET predicted by Priestley & Taylor equation modified by using an advection correction coefficient α here taken as 1,26, combined with the Penman equation (Penman, 1948):

$$AET_{A-A} = (2\alpha - 1)0,408 \left[\frac{\delta}{\delta + \gamma} (R_n - G) \right] - \left[\frac{\delta}{\delta + \gamma} E_A \right] \quad (5)$$

Where E_A is a function of the wind speed (ms^{-1}), of the saturation vapor pressure (kPa), and of the actual vapor pressure (kPa).

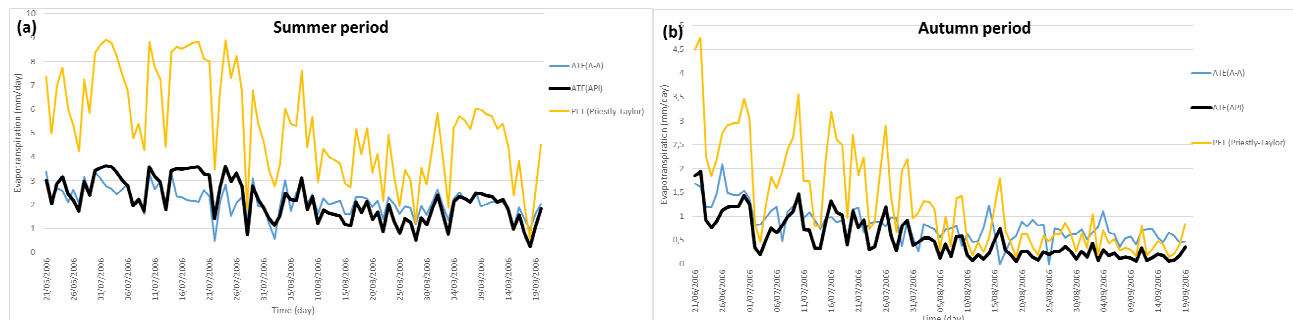


Figure 1. (a) Actual and potential evapotranspiration during summer period, (b) Actual and potential evapotranspiration during Autumn period

To calculate actual evapotranspiration, climatic data consisting of daily observations of radiation, precipitation, wind speed, temperature and air humidity recorded from June to December 2006 at the Bernkastel-Kues (Germany) weather station have been used, an available meteorological station near the considered green roof. Potential Priestley-Taylor and actual A-A Model and API- model evapotranspiration time series have been calculated for the two seasons (Figure 1). Results confirm that both during summer and autumn months, AET is less than PET, and that the use the latter within the water balance would have produced an underestimation of the runoff production. Although differences appear between the API and the A-A model, in the following, actual evapotranspiration calculated using API model has been used, to provide a consistent approach as the API has also been used as a constraint for the variable W_{max} threshold.

3 RESULTS AND DISCUSSION

The analysed green roof is of an extensive type, it is installed in Bernkastel-Kues (Germany) and it has a surface of 22 m², a depth of 20 cm and a slope less than 5°. Data of runoff from this installation are measured with a daily time step. The calibration of the model is based on daily rainfall, climatic and runoff data from June to December 2006. Table 1 illustrates the model parameters calibration, on a seasonal base, for the mentioned period.

Calibration coefficients	Summer	Autumn
a (-)	2,34	-2,0447
b (cm)	0,7181	14,087
ΔAPI_{SWITCH} (cm)	1,985	

Table 1. Parameters calibration for the two seasons

With the set of model parameters provided in Table 1, the model is then validated using runoff measurements from the same vegetated cover, for the period from June to December 2008. Cumulate runoff for the calibration and validation period is presented in Figure 2.

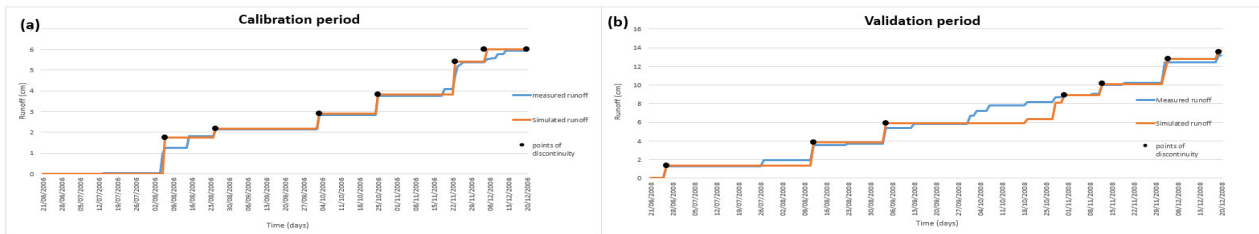


Figure 2. (a) Measured and modelled runoff during the calibration period, (b) Measured and modelled runoff during the validation period

To quantitatively measure the ability of the model to fit the observational data, three goodness-of-fit (GOF) indices have been calculated. These indices summarize the discrepancy between the measured runoff and the simulated values obtained by the water balance, at each “point of discontinuity” that appear along the cumulative distribution (Figure 1). The indices are the root-mean-square errors (RMSEs), the averages of absolute percentage errors (AAPEs) and the relative percentage errors (RPEs) (Yu *et al.*, 2002) estimated as follows:

$$RMSE = \frac{1}{n} \left[\sum_{i=1}^n (R_{mod,i} - R_{obs,i})^2 \right]^{\frac{1}{2}}, \quad AAPE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{R_{mod,i} - R_{obs,i}}{R_{mod,i}} \right|, \quad RPEs = \frac{R_{mod,i} - R_{obs,i}}{R_{mod,i}} \cdot 100 \quad (6)$$

Where n is the number of points of discontinuity where the fit is evaluated, R_{mod} is the modelled runoff and R_{obs} is the observed runoff. The results are reported in the Table 2.

Points of discontinuity	Validation period			Calibration period		
No. (Date)	R _{obs} (cm)	R _{mod} (cm)	RPEs (%)	R _{obs} (cm)	R _{mod} (cm)	RPEs (%)
1 (06/08/2006)	1,30	1,36	4,70	1,24	1,76	29,61
2 (25/08/2006)	3,52	3,82	7,80	2,15	2,17	1,01
3 (03/10/2006)	5,41	5,93	8,81	2,83	2,90	2,64
4 (25/10/2006)	8,91	8,90	-0,12	3,76	3,83	1,80
5 (23/11/2006)	10,00	10,12	1,18	4,73	5,39	12,21
6 (05/12/2006)	12,45	12,80	2,67	5,39	5,39	0,09
7 (20/12/2006)	13,14	13,68	4,00	5,94	6,01	1,08
RMSE (cm)	0,34			0,32		
AAPE (%)	4			7		

Table 2. Results of calibration for the two periods

The results of the calibration and validation phases performed for the GR site near Bernkastel-Kues, show that average errors associated to the presented model for the calibration are significantly small (RMSE is about 15-20% of average observed runoff) and what is more important for predictive purposes, the validation phase error statistics are almost similar to the calibration phase.

REFERENCES

- Mobilia, M., Longobardi, A. & Sartor, J.F., Urban stormwater runoff reduction by green roofs under different climate conditions, WSEAS TRANSACTIONS on ENVIRONMENT and DEVELOPMEN, 2015, 11, 264-271.
- Mentens, J., Dirk, R. & Martin, H. Green roofs as a tool for solving the rainwater runoff problem in the urbanized 21st century?, Landscape and urban planning, 2006, 77(3), 217-226.
- Teemusk, A. & Mander, U., Rainwater runoff quantity and quality performance from a green roof: The effects of short-term events, Ecological Engineering, 2007, 30(3), 271-277.
- Locatelli, L., Ole, M., Mikkelsen, P. S., Arnbjerg-Nielsen, K., Bergen Jensen, M. & Binning, P.J., Modelling of green roof hydrological performance for urban drainage applications, Journal of Hydrology, 2014, 519, 3237-3248.
- Poë, S., Stovin, V., & Berretta, C., Parameters influencing the regeneration of a green roof's retention capacity via evapotranspiration, Journal of Hydrology, 2015, 523, 356-367.
- Dunne, T. & Luna, B. L., Water in environmental planning. Macmillan, 1978.
- Koehler, M.A. & Linsley, R.K., Predicting the runoff from storm rainfall, Weather Bureau, US dept of Commerce, Washington, 1951.
- McMahon, T. A., Peel, M.C., Lowe, L., Srikanthan, R., & McVicar, T.R., Estimating actual, potential, reference crop and pan evaporation using standard meteorological data: a pragmatic synthesis, Hydrology and Earth System Sciences, 2013, 17(4), 1331-1363.
- Longobardi, A. & Villani, P., The use of micrometeorological data to identify significant variables in evapotranspiration modeling, Procedia Environmental Sciences 2013, 19, 267-274.
- Stovin, V., Poe, S. & Berretta, C. A modelling study of long term green roof retention performance, Journal of environmental management, 2013, 131, 206-215.
- Beguería, S., Vincente-Serrano, S.M., Reig, F. & Latorre, B., Standardized precipitation evapotranspiration index (SPEI) revisited: parameter fitting, evapotranspiration models, tools, datasets and drought monitoring, International Journal of Climatology, 2014, 34(10), 3001-3023.
- Ali, M. F., & Mawdsley, J.A., Comparison of two recent models for estimating actual evapotranspiration using only regularly recorded data, Journal of hydrology, 1987, 93(3), 257-276.
- Priestley, C. H. B., & Taylor, R.J., On the assessment of surface heat flux and evaporation using large-scale parameters, Monthly weather review, 1972, 100(2), 81-92.
- Allen, R. G., Pereira, L.S., Raes, D., Smith, M., Crop evapotranspiration-Guidelines for computing crop water requirements, FAO Irrigation and drainage paper 56, 1998, 300(9).
- Brutsaert, W., & Stricker, H., An advection-aridity approach to estimate actual regional evapotranspiration, Water resources research, 1979, 15(2), 443-450.
- Penman, H. L., Natural evaporation from open water, bare soil and grass, Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 1948, 193(1032).
- Yu, P. S., Yang, T. C., & Wang, Y. C., Uncertainty analysis of regional flow duration curves, Journal of Water Resources Planning and Management, 2002, 128(6), 424-430.

MECCANISMI DI FILTRAZIONE IN CONGLOMERATO BITUMINOSO DRENANTE

Mariana Marchioni¹, John Sansalone², Roberto Fedele¹ & Gianfranco Becciu¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICA), Politecnico di Milano; (2) Environmental Engineering Department, University of Florida (US).

ASPETTI CHIAVE

- Indagine sui meccanismi filtranti in conglomerato bituminoso drenante (CBD).
- Uso di microtomografia a raggi X (X-ray microCT) nell'analisi delle caratteristiche di porosità.
- Applicazione della teoria di filtrazione correlata con le caratteristiche del mezzo poroso (CBD) e del particolato.

1 INTRODUZIONE

Il termine "inquinamento diffuso urbano" fa riferimento a un insieme di sostanze inquinanti che non provengono da un'unica fonte e che sono prodotte dall'uso del suolo e dall'attività umana nella zona urbana (Woods-Ballard, Kellagher et al. 2007). Attualmente è considerato uno dei principali responsabili dell'inquinamento nelle acque superficiali e sotterranee (Krause, Jacobs et al. 2008). Metalli, sostanze organiche e sostanze nutritive si trovano spesso associate con il materiale particolato (PM) che agisce come un vettore per questi inquinanti, che vengono dilavati al defluire delle acque piovane (Sansalone, Kuang et al. 2012); (McDowell-Boyer, Hunt et al. 1986). I pavimenti drenanti funzionano come sistemi di trattamento delle acque migliorando la qualità del deflusso attraverso i processi di sedimentazione, filtrazione, adsorbimento, biodegradazione e volatilizzazione (Woods-Ballard, Kellagher et al. 2007, Marchioni and Becciu 2015). La matrice porosa è composta da aggregati grossolani, solidarizzati mediante leganti bituminosi o cementizi, e permette all'acqua di infiltrarsi mentre assolve a una funzione strutturale nei confronti del traffico veicolare (Kuang, Ying et al. 2015). Le caratteristiche del mezzo poroso e la presenza del particolato (che ne può provocare l'intasamento) influenzano i meccanismi di filtrazione e di conseguenza la capacità di rimozione degli inquinanti. In questo studio si analizzano i meccanismi di filtraggio in campioni di conglomerato drenante con dati di porosità ottenuti tramite microtomografia computerizzata a raggi X (X-ray microCT).

2 METODOLOGIA

2.1 Il conglomerato analizzato

Presso il Laboratorio Sperimentale Stradale (LSS) del Politecnico di Milano sono state prodotte alcune piastre di Conglomerato Bituminoso Drenante (CBD) di dimensioni $50 \times 26 \times 5$ cm (L×W×H), con un contenuto del 4,1% in peso di bitume modificato con l'aggiunta di un copolimero SBS (Stirene-Butadiene-Stirene) e un contenuto finale dei vuoti dopo compattazione del 20% (stimato con metodi tradizionali). Da una di queste piastre è stato estratto un campione di dimensioni $7.8 \times 7.8 \times 5$ cm (L×W×H) oggetto di questo studio.

2.2 Microtomografia a raggi X ed elaborazione delle immagini

Il campione di CBD è stato scansionato utilizzando il sistema di microtomografia computerizzata a raggi X (X-ray microCT) NSI X25 (NSI Inc., Rogers, MN, USA) disponibile presso il laboratorio AMALA del Politecnico di Milano. Tale sistema è dotato di un rivelatore Dexela con dimensione del *pixel* (sul sensore) pari a $75 \mu\text{m}$, che permette l'acquisizione di radiografie (cioè proiezioni bidimensionali dell'oggetto) con dimensioni 1536×1944 pixel a 16 bit. Per l'esperimento in esame il fascio è stato fissato a 110 kVp e $48 \mu\text{A}$, la frequenza di acquisizione a 6.6 Hz (dalla quale dipende ovviamente il tempo di esposizione), e come espediente per ridurre il rumore ciascuna delle 1800 proiezioni angolari raccolte è stata mediata su 13 acquisizioni. Dalla geometria a cono (con vertice nella sorgente e base sul rivelatore), è possibile stimare con accuratezza la dimensione del *voxel* (sull'oggetto ricostruito), che è risultata di $61.88 \mu\text{m}$, con un fattore di magnificazione (rispetto al *pixel* sul sensore) pari a 1,21. La ricostruzione tomografica 3D a partire dalla sequenza di radiografie 2D corrispondenti a differenti posizioni angolari è stata effettuata utilizzando

l'algoritmo di Feldkamp, già disponibile nel software commerciale EFX-CT incluso nella macchina (NSI Inc.). La ricostruzione ha richiesto circa 2,5 ore di lavoro su una Work Station HP Z820, dotata di 8 processori Intel Xeon (R) E52630 @ 2.6 GHz e Scheda grafica NVIDIA GeForce GTX 80 Ti.

Le sezioni tomografiche così ottenute (che nel loro insieme occupano uno spazio di ben 8 Gbyte) sono state post-processate in ambiente Matlab® utilizzando funzioni già disponibili nel pacchetto "Image Processing Toolbox". Le immagini ricostruite sono state convertite in immagini binarie dove in corrispondenza di vuoti (ossia di pori) il pixel assume valore unitario. Nella Figura 1a viene mostrata la sezione ricostruita, e la corrispondente immagine binaria in Figura 1b.

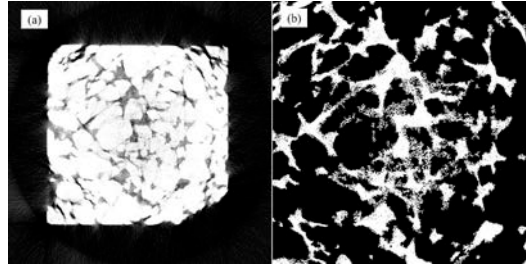


Figura 1. (a) Sezione (*slice*) bidimensionale ricostruita e (b) la stessa immagine binarizzata. Si noti la presenza di alcuni artefatti ad anello tipici della ricostruzione tomografica, che andranno ridotti o eliminati con opportune cautele.

2.3 Caratterizzazione della porosità

Un'adeguata caratterizzazione della porosità del provino risulta essenziale per predire il comportamento idraulico del mezzo poroso (Kuang, Ying et al. 2015). A tale scopo in ciascuna *sezione* è stata analizzato il grado di connessione nelle tre direzioni di ogni pixel vuoto, identificando ogni possibile percorso di una particella fluida a partire dalla superficie attraverso l'intero spessore del campione. E' stato così possibile stimare l'area e il diametro equivalente di ogni poro insieme alla distribuzione porosimetrica ($PSD_{(pore)}$), dai quali dipende il comportamento idraulico, la filtrazione e il grado di intasamento nel CBD (Sansalone, Kuang et al. 2008).

2.4 Porosità

La porosità totale (ϕ_t) viene tuttora ampiamente utilizzata nell'analisi del comportamento dei mezzi porosi per la semplicità di misura con metodi tradizionali, benché sia invece la porosità effettiva (ϕ_e) a governare il flusso idraulico (Kuang, Ying et al. 2015). In questo studio, la disponibilità di sezioni tomografiche del provino ha permesso di stimare sia la porosità totale che quella effettiva. La porosità totale (ϕ_t) è stata ulteriormente stimata sulla base della espressione seguente:

$$\phi_t = \sum_{i=1}^m \frac{V_c}{V} \quad (1)$$

dove m è il numero totale di connessioni tra i pixel di vuoti, V_c è il volume di vuoti per ogni connessione, V è il volume totale.

Per calcolare la porosità effettiva (ϕ_e) invece sono stati identificati ed esclusi tutti i pixel che, pur connessi fra loro, non avessero *connessione* alcuna con le superfici esterne, restando quindi solo le connessioni che attraverso completamente la lunghezza del campione. Poi la porosità effettiva (ϕ_e) è stata utilizzata la seguente espressione:

$$\phi_e = \sum_{i=1}^m \frac{V_e}{V} \quad (2)$$

dove m è il numero totale di connessioni tra pixel vuoti, V_e è il volume di vuoti per ogni connessione effettiva, V è il volume totale.

2.5 Meccanismi di filtrazione

Dallo studio della letteratura possono essere individuati tre principali meccanismi che governano il trasporto del PM all'interno dei mezzi porosi: trasporto di superficie, filtrazione selettiva (*straining filtration*) e filtrazione fisico-chimica (McDowell-Boyer, Hunt et al. 1986). Le dimensioni del PM (d_p) e il diametro dei pori del mezzo poroso (d_m) sono i principali parametri che vanno monitorati. In presenza di particelle più grandi che non penetrano attraverso la superficie esterna, si osserva la formazione di un strato in superficie comunemente denominato "*cake*". Tale *strato* presenta uno spessore che aumenta nel tempo e svolge la funzione di filtro riducendo di fatto la permeabilità del mezzo poroso. Questo comportamento è osservato quando $d_m/d_p < 10$. La filtrazione selettiva è comunemente ritenuta la principale responsabile della rimozione di PM nel deflusso, e riguarda soprattutto quelle particelle che rimangono intrappolate nella struttura porosa e che approssimativamente rientrano nell'intervallo $10 < d_m/d_p < 20$ (Auset and Keller 2006). La filtrazione fisico-chimica invece è dominante per il trasporto delle particelle fini, con $d_m/d_p > 20$: in particolare, le particelle con $d_p > 5 \mu\text{m}$ per sedimentazione gravitazionale, mentre le particelle con $d_p < 5 \mu\text{m}$ per moto browniano (McDowell-Boyer, Hunt et al. 1986).

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

3.1 Porosità

Nella Tabella 1 si mostrano i dati che riguardano le caratteristiche dei pori. Sono stati identificati 90 pori con distribuzione porosimetrica ($\text{PSD}_{(\text{pore})}$) d'accordo con la Figura 2.

Area media del poro (mm^2)	Area mediana del poro (mm^2)	Diametro medio del poro (mm)	Diametro mediano del poro (mm)
7.34	1.70	2.21	1.47

Tabella 1. Stima della porosità del campione di CBD analizzato.

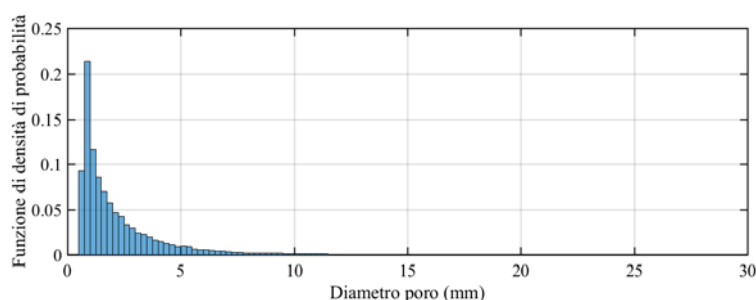


Figura 2. Distribuzione porosimetrica ($\text{PSD}_{(\text{pore})}$).

Nel campione studiato la porosità totale (ϕ_t) risulta uguale a 18.58% mentre la porosità effettiva (ϕ_e) risulta uguale a 18.35%. La prossimità dei due valori è imputabile al fatto che la maggioranza dei pori di grande dimensione in questo materiale risultano interconnessi (diametro medio dei pori = 2.21 mm), mentre i pori non connessi risultano di piccole dimensioni e perciò hanno un impatto trascurabile nel calcolo della porosità.

3.2 Meccanismi di trasporto

Per analizzare il meccanismo di trasporto delle particelle di particolato nel CBD, è stato utilizzata come confronto la silice inorganica, che presenta la distribuzione granulometrica (PSD) mostrata nella Figura 3. Sulla base di tale confronto, possiamo affermare che le particelle con diametro superiore a $252 \mu\text{m}$ risulteranno tendenzialmente trattenute sulla superficie esterna del mezzo. Per particelle che ricadono nell'intervallo $126\text{-}224 \mu\text{m}$ è invece dominante un meccanismo di intrappolamento selettivo in funzione della dimensione dei passaggi liberi (*strainer*), mentre le particelle sotto i $112 \mu\text{m}$ possono essere trattenute solamente da processi fisico-chimici e hanno più probabilità di essere dilavate fuori dal mezzo.

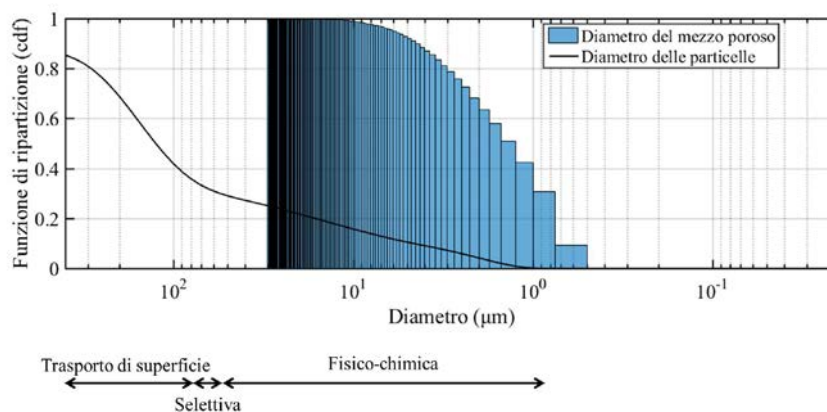


Figura 3. Granulometria della silice inorganica e distribuzione porosimetrica cumulata ($PSD_{(pore)}$) del CBD e indicazione dei meccanismi di filtrazione dominanti

4 CONCLUSIONE

Benché limitata a un solo provino e per molti aspetti preliminare, l'indagine presentata in questo studio basata sulla microtomografia computerizzata a raggi X (X-ray microCT) presenta alcuni elementi di novità rispetto alle metodologie tradizionali utilizzate per la caratterizzazione della porosità. I parametri di porosità stimati a partire dalle sezioni tomografiche permetteranno una migliore comprensione dei meccanismi di filtrazione in mezzi porosi, e potranno venire utilizzati per simulazioni fluido-dinamiche, idrauliche e idrologiche (per es., con il *Storm Water Management Model*).

Come sviluppo futuro, per simulare gli effetti del traffico veicolare si cercherà di applicare carichi meccanici sul provino *in situ*, ovvero durante la scansione tomografia (Fedele, Ciani et al. 2014), con l'eventuale presenza di acqua. La sequenza di immagini tomografiche corrispondenti a differenti livelli di sollecitazione potrà venire analizzata anche con il ricorso alla Correlazione Digitale di Immagini di Volume (Volume Digital Image Correlation, DIC), permettendo una accurata valutazione degli stati di deformazione all'interno del provino (Fedele, Galantucci et al. 2013) nel corso del tempo.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano: l'ingegnere Matteo Brugin per il prezioso contributo fornito con il suo lavoro di tesi specialistica; il laboratorio AMALA del Politecnico di Milano per gli esperimenti di microtomografia; la CAPES per il contributo alla borsa di studio n. BEX 9224 / 13-0.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Auset, M. and A. A. Keller (2006). "Pore-scale visualization of colloid straining and filtration in saturated porous media using micromodels." *Water resources research* **42**(12).
- Fedele, R., A. Ciani and F. Fiori (2014). "X-ray Microtomography under Loading and 3D-Volume Digital Image Correlation. A Review." *Fundamenta Informaticae* **135**(1-2): 171-197.
- Fedele, R., L. Galantucci and A. Ciani (2013). "Global 2D digital image correlation for motion estimation in a finite element framework: a variational formulation and a regularized, pyramidal, multi-grid implementation." *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **96**(12): 739-762.
- Krause, S., J. Jacobs, A. Voss, A. Bronstert and E. Zehe (2008). "Assessing the impact of changes in landuse and management practices on the diffuse pollution and retention of nitrate in a riparian floodplain." *Science of The Total Environment* **389**(1): 149-164.
- Kuang, X., G. Ying, V. Ranieri and J. Sansalone (2015). "Examination of Pervious Pavement Pore Parameters with X-Ray Tomography." *Journal of Environmental Engineering* **141**(10): 04015021.
- Marchioni, M. and G. Becciu (2015). "Experimental Results On Permeable Pavements In Urban Areas: A Synthetic Review." *International Journal of Sustainable Development and Planning* **10**(6): 806-817.
- McDowell-Boyer, L. M., J. R. Hunt and N. Sitar (1986). "Particle transport through porous media." *Water Resources Research* **22**(13): 1901-1921.
- Sansalone, J., X. Kuang and V. Ranieri (2008). "Permeable pavement as a hydraulic and filtration interface for urban drainage." *Journal of irrigation and drainage engineering* **134**(5): 666-674.
- Sansalone, J., X. Kuang, G. Ying and V. Ranieri (2012). "Filtration and clogging of permeable pavement loaded by urban drainage." *Water Research* **46**(20): 6763-6774.
- Woods-Ballard, B., R. Kellagher, P. Martin, C. Jefferies, R. Bray and P. Shaffer (2007). *The SUDS manual (C697)*, CIRIA.

THE FATE OF NITROGEN IN GREEN ROOF DISCHARGE

Ilaria Gnecco¹, Anna Palla¹, John Joseph Sansalone² & Mauro Rovatti¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale, Università di Genova, Italia; (2) Engineering School of Sustainable Infrastructure and Environment, University of Florida, United States.

KEY POINTS

- *The partitioning and transport of Nitrogen (N) from a non-fertilized green roof is studied through a dedicated monitoring program;*
- *The major sources of N are identified as organic content (biogenic materials);*
- *The concentration of nitrate-Nitrogen does not exceed the Italian quality standard for discharging directly into the receiving water body.*

1 INTRODUCTION

Green roofs are increasingly used as sustainable urban drainage system due to their positive impact on the storm water management. The mitigation consists in reducing the total outflow volume (retention), while delaying the initial time of runoff and distributing the outflow over a longer time period (detention). The impact of green roof on the quality of storm water outflows is strongly affected by the specific characteristics of green roof systems including the building technique (depth and composition of the soil layer, type of vegetation and drainage layer), the maintenance operations and the age of the roof (time since the installation) as reported by *Czemiel Berndtsson et al.* (2010). Further, similarly to the wash-off process from urban impervious surface, the precipitation regime (rainfall event and inter-events characteristics) as well as the land use characteristics of the surrounding environment (residential or industrial areas) impact on the pollutant delivery.

Recently, experimental studies documented in the literature investigated the quality of green roof subsurface outflows in order to evaluate the green roof performance in reducing the pollutant load discharged into receiving water bodies during rainfall event. Particular attention has been posed on the leaching of heavy metals (e.g. *Gregoire & Clausen*, 2011; *Vijayaraghavan et al.*, 2012; *Alsup et al.*, 2013) and nutrients (e.g. *Teemusk & Mander*, 2007; *Berndtsson et al.*, 2009) from the green roof stratigraphy.

Nitrogen in green roof outflows can be generally linked to the type of substrates and vegetation, age of green roof and maintenance activities. Experimental studies dealing with the characterization of subsurface outflows report different and even contrasting results on nutrient concentrations. *Teemusk & Mander* (2007) observed comparable concentration values of total nitrogen in rainfall and green roof outflows, on the other hand experimental results documented by *Berndtsson et al.* (2009) demonstrated that intensive green roof applications significantly decrease the total nitrogen concentration in storm water discharges.

The main objective of this research is to investigate the pollutant load associated with storm water discharges from green roof systems focusing on nitrogen leaching. To this aim a monitoring programme is actually carried on at the University of Genova on a full-scale intensive green roof site. Since 2009 no fertilizers are used on the green roof, the first specific objective is to evaluate the load of nitrogen both on an event basis and across the outflow hydrograph. In order to point out the impact of green roof system, the atmospheric pollutant load is first characterized in terms of the associated bulk deposition. The second specific objective is to investigate the delivery behaviour of nitrogen, therefore the hydrologic characterization of the site is performed.

2 METHODS

2.1 Experimental site

Since 2007, the University of Genoa has been carrying out a monitoring programme to investigate the hydrologic response of green roofs in a Mediterranean climate at a dedicated green roof experimental site. This site is essentially a flat roof covered with grass, with the instrumented portion involving a catchment

area of 170 m². The stratigraphy consists of a protection layer (geotextile ó 300 gr/m²), a drainage layer (built out of lapillus soil media) for a depth of 20 cm, a filter layer (geotextile ó 100 gr/m²) and a growing medium with mixed soil (lapillus, pumice, zeolite and 200 l/m³ of peat) for a depth of another 20 cm. The material used in the growing layer is named Vulcaflor. These graded porous media are employed in green roof systems for their porosity and low bulk density.

The experimental site is a modern technological system fully equipped with sensors for on-site meteorological, hygrometric and flow rate measurements. Detailed descriptions of the experimental site and the gauge station are provided elsewhere (Gnecco *et al.*, 2013a).

In order to assess the influence of green roofs on the storm water runoff chemistry, the gauge station in 2010 was equipped with an automatic sampler to take one (1) litre discrete samples directly from the outfall section discharging into the flow monitoring channel. In addition, the bulk deposition, thus including both dry and wet deposition, is collected in order to evaluate the impact of the overall atmospheric deposition on storm water runoff chemistry. The bulk deposition device consists of a funnel (opening area equal to 1000 cm²) connected to a first storage tank (with volume capacity equal to 5 l) and a second storage tank (20 l volume capacity). The second tank is connected to the first one by an overflow device to collect the exceeding rainfall. This device is installed close to the gauge station with the funnel section located at 1.5 m above the green roof surface.

2.2 Sampling methodology

The monitoring programme provides both water chemistry and hydrologic data. As for hydrologic aspects, rainfall data and subsurface water flow measurements are available at one minute resolution in time. Concerning water chemistry data, a single bulk sample was collected to characterize both the wet deposition corresponding to the rainfall event together with the dry deposition in the antecedent non-rain period. Note that the bulk sample is collected immediately after the occurrence of a rainfall event which actually produces some subsurface outflow. As for the subsurface outflow, a maximum of 24 composite samples based on uniform volume-paced intervals are taken during each rainfall event, facilitating the full characterization of the outflow hydrograph. In particular, each 1-litre composite sample includes 5 samples taken every 50-litres outflow volume are discharged (corresponding to a maximum of 120 samplings). The sampling start/stop conditions were based on the corresponding outflow measurements.

Figure 1 illustrates a typical monitored event where the hyetograph, the measured hydrograph and the timing of water quality samples are reported. Crosstrees indicate the first sampling of each composite sample while vertical marks indicate the timing of the second to fifth individual samples.

For each rainfall event, the laboratory testing of the collected discrete samples (1 bulk sample and 24 outflow samples) were performed with respect to the following water quality parameters: pH, Electrical Conductivity (EC), Total Suspended Solids (TSS), Chemical Oxygen Demand (COD), Total Carbon (TC), Total Nitrogen (TN), Nitrogen-Nitrate (N-NO³), Nitrogen-Ammonium (N-NH₄).

3 RESULTS

The partitioning and transport of Nitrogen (N) from a non-fertilized green roof located in the town of Genoa, with a typical Mediterranean climate, is examined on an event by event basis over a six-month monitoring program.

By comparing water chemistry data, it clearly emerges that pH and EC values associated with the bulk deposition significantly differ from the ones observed in the subsurface outflow. In particular, some significant buffering of the acidic rainfall is observed: the rainfall pH values are generally lower than 7, while pH values measured at the green roof outflow ranges on average between 7.1 and 7.8. As for the EC, rainfall conductivity values are generally lower than ones observed at the green roof effluent; rainfall values are generally lower than 40 µS/cm while green roof effluent values range between 70 and 100 µS/cm.

In order to illustrate the observed variability of the pollutant load associated with the subsurface effluent, water quality data are presented as box plots representing statistical results on a sample basis. The lower and upper boundary of each box indicate respectively the 25th and 75th percentiles, while the thin and thick lines

within the box mark the median and mean values respectively. Whiskers above and below each box indicate the 90th and 10th percentiles; individual crosses showed in the plot represent the 5th and 95th percentiles. Figure 2 illustrates the box plots for the concentration of water chemistry constituents measured in the subsurface effluent.

Water chemistry data of $\text{NO}_3\text{-N}$ and TN confirm that the concentrations are well below the Italian quality standard for discharging directly into the receiving water body and in conservation areas, respectively (according to the Italian Decree by Law 152/06). The COD values are significantly higher in green roof effluent than in bulk deposition (COD values are generally lower than 10 mg/l); *Teemusk & Mander* (2007) measured similar concentration values in both rainfall and outflow samples from a green roof site in Estonia. The particulate mass delivery from the green roof is low even if compared with impervious rooftops (*Gnecco et al.*, 2013b); in particular the contribution of the atmospheric deposition is negligible for the site of concern (the TSS concentration in bulk deposition is equal to 5 mg/l on average) furthermore the coarse-grained substrates does not generate solids delivery.

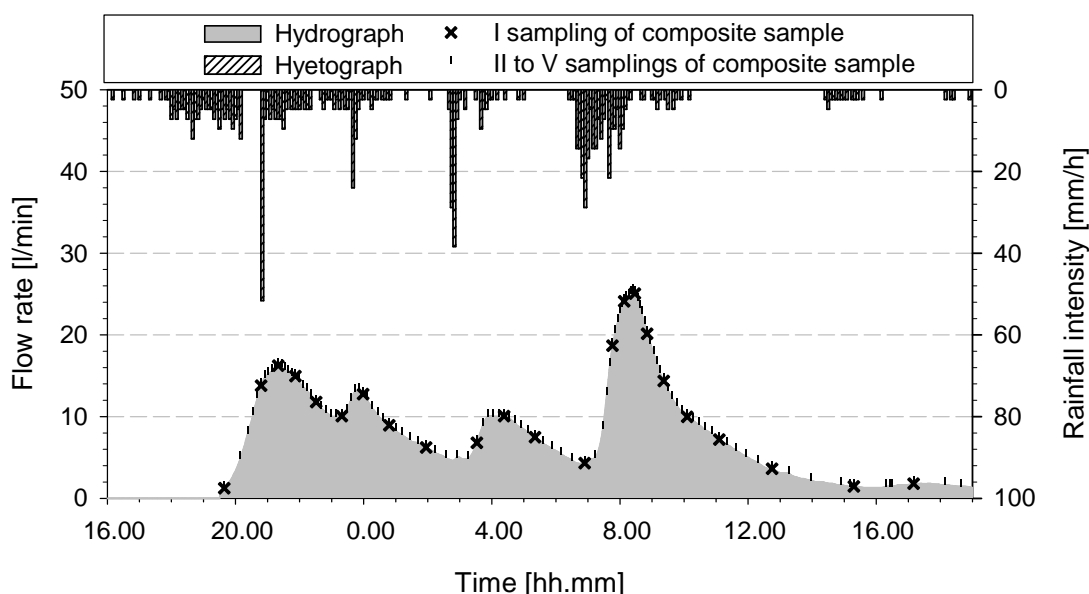


Figure 1. The hyetograph and the corresponding hydrograph measured for the 7 February 2016 rainfall event. Note that the sampling instants are indicated on the hydrograph: crosstrees indicate when the first sampling of the composite sample is taken while vertical marks indicate the instants of the second to the fifth sampling of each composite sample.

By comparing data reported in Figure 3 with respect to the behaviour of N, consistently with the available literature, water chemistry data of TN confirm that the concentration of nitrogen in the green roof outflow is generally low when compared to urban impervious surfaces (*Zhang and Sansalone*, 2014).

4 CONCLUSIONS

In order to assess the impact of storm water discharges from green roof systems into receiving water bodies, nitrogen speciation and partitioning in the green roof effluent is a relevant research theme. Indeed nitrogen is the limiting factor in water bodies (mainly in marine environment).

Preliminary results indicate that the distribution of nitrogen among the different species is far from being constant and strongly event dependent; in spite of that, nitrogen seems to be correlated with the volatile fraction of particulate matter. Further it emerges that the order of magnitude of TN concentration is equal 1 mg/l thus confirming the positive impact of green roofs in storm water management in urban areas.

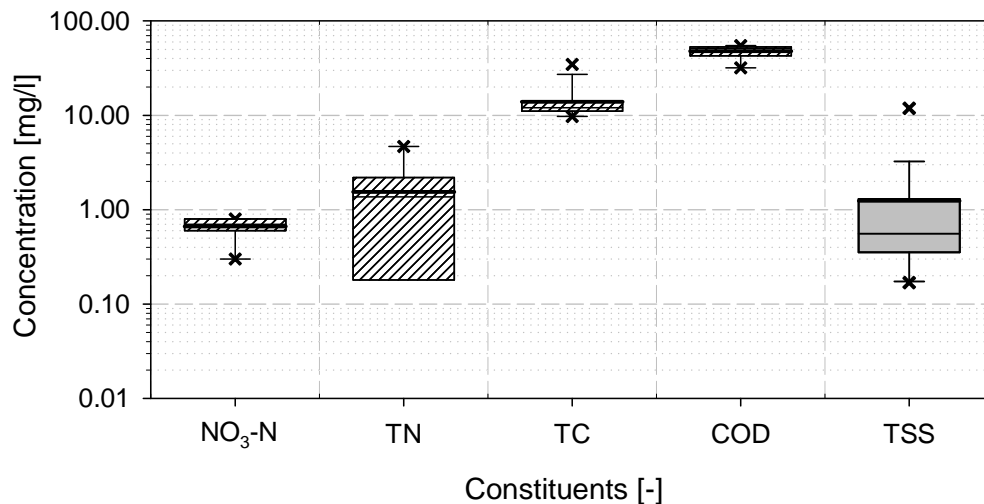


Figure 2. Non-parametric distribution of concentration values for water quality constituents observed in the subsurface outflow at the green roof experimental site (Genoa, Italy).

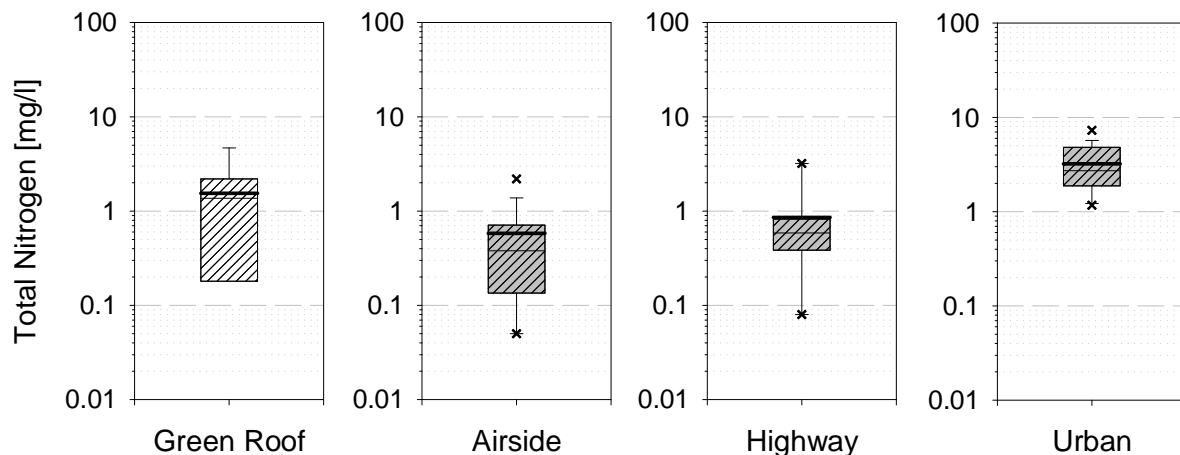


Figure 3. Non-parametric distribution of concentration values for Total Nitrogen observed in the subsurface outflow at the green roof experimental site (Genoa, Italy) and at three land-use categories (Florida, USA).

REFERENCES

- Alsup S.E., Ebbs S.D., Battaglia L.L. & Retzlaff W.A. Green roof systems as sources or sinks influencing heavy metal concentrations in runoff. *J. Environ. Eng.*, 2013, 139(4), 502-508.
- Berndtsson J.C., Bengtsson L. & Jinno K. Runoff water quality from intensive and extensive vegetated roofs *Ecol Eng.*, 2009, 35, 369-380.
- Czemiel Berndtsson, J. Green roof performance towards management of runoff water quantity and quality: A review. *Ecol Eng.*, 2010, 36(4), 351-360.
- Gnecco, I., Palla, A., Lanza, L.G. & La Barbera, P. The Role of Green Roofs as a Source/sink of Pollutants in Storm Water Outflows. *Water Resources Management*, 2013a, 27(14), 4715-4730.
- Gnecco, I., Palla, A., Lanza, L.G. & La Barbera, P. A green roof experimental site in the Mediterranean climate: the storm water quality issue. *Wat. Sci. & Tech*, 2013b, 68(6), 1419-1424.
- Teemusk, A. & Mander, . The Influence of Green Roofs on Runoff Water Quality: A Case Study from Estonia. *Water Resour Manag*, 2007, 25(14), 3699-3713.
- Vijayaraghavan, K., Joshi, U.M. & Balasubramanian, R. A field study to evaluate runoff quality from green roofs. *Water Res* 2012, 46(4), 1337-1345.
- Zhang, H. & Sansalone, J.J. Partitioning and first-flush of nitrogen in rainfall-runoff from an urban source area. *J. Environ. Eng.* 2014, 140(8), 04014027.

PEDONI, VEICOLI E RISCHIO IDRAULICO

Chiara Arrighi¹, Simone Gabellani², Daniele Dolia², Hocine Oumeraci³ & Fabio Castelli¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Firenze; (2) CIMA Research Foundation, Savona; (3) Leichtweiss Institute for Hydraulic Engineering and Water Resources, TU Braunschweig, Germany.

ASPETTI CHIAVE

- Definizione di un parametro adimensionale di instabilità per pedoni soggetti alla spinta di una corrente.
- Definizione di criteri di pericolosità per la valutazione del rischio di trascinarsi di veicoli e pedoni.
- Applicazione al caso dell'esondazione del torrente Bisagno (2014)

1 PREMESSA

Nel novero degli eventi naturali che interagiscono con gli esseri umani, le alluvioni hanno un esteso impatto sulla popolazione, parimenti ai terremoti, che può essere definito in termini di danni all'ambiente, naturale e antropizzato, e, purtroppo, in termini di mortalità. In questo senso, la Direttiva 60/2007/EC richiede l'identificazione del potenziale rischio di vita per la popolazione, oltre alla stima del potenziale rischio e danno economico correlato alle attività umane. Vale la pena di sottolineare che nel caso di vite umane il danno non è, concettualmente, valutabile.

Tra le cause più frequenti di mortalità durante un'alluvione si annoverano alcuni comportamenti ad alto rischio quali l'uso di mezzi di trasporto in infrastrutture viarie soggette ad allagamento, e il tentativo di spostarsi a piedi (Di Mauro et al., 2012; Franklin et al., 2014). Altre cause, quali possibili cedimenti di impalcati, della sezione stradale, di rilevati ferroviari, hanno una minore incidenza. Numerosi esperimenti sono stati svolti al fine di determinare le condizioni critiche di instabilità delle persone, tenendo in conto della distribuzione della variabilità delle caratteristiche fisiologiche (Foster & Cox, 1973; Karvonen et al., 2000; Jonkman & Penning-Rowsell, 2008; Xia et al., 2014).

Data la variabilità dei diversi soggetti (altezza, peso, età, livello di allenamento, etc...), i dati sperimentali esistenti, intesi quale funzione delle due variabili altezza d'acqua e velocità, presentano una notevole dispersione (l'analisi dimensionale porge di per sé una multidimensionalità del sistema tale che la numerosità dei risultati disponibili corrisponde a sotto-insiemi, spesso non sovrapponibili/confrontabili di tutte le possibili configurazioni). Ciò rende complessa l'identificazione di criteri sintetici di vulnerabilità; normalmente si fa riferimento a curve semi-empiriche con diverso valore del prodotto battente-velocità (Cox et al., 2010).

Obiettivo del presente lavoro è l'introduzione di un parametro sintetico adimensionale fisicamente basato che consente la valutazione della vulnerabilità di pedoni parzialmente immersi in una corrente. Tale parametro può quindi essere utilizzato, in confronto con le mappe di inondazione delle aree urbane, introducendo in forma quantitativa il concetto sistematico di pericolosità per le persone, e fornire quindi un supporto alle attività di pianificazione, gestione del rischio, ed educazione.

2 PARAMETRO DI MOBILITÀ Θ_P

In letteratura si distinguono due meccanismi di instabilità per le persone immerse in una corrente: ribaltamento e scivolamento. Il primo si verifica quando il momento della forza di trascinarsi dovuto alla corrente eccede il momento resistente dato dal peso immerso. Il secondo quando la forza di trascinarsi della corrente eccede la forza di attrito.

Con riferimento alla Figura 1, pannello c, ed al meccanismo di ribaltamento, il bilancio delle azioni sul corpo di altezza H_P , larghezza media l , investito da una corrente di velocità media U e altezza H sono: trascinarsi (drag) D , galleggiamento B , sollevamento (lift) L_i e peso W . La forza di attrito è uguale al prodotto tra peso immerso e coefficiente di attrito μ . Per l'instabilità a ribaltamento si uguagliano il momento resistente dato dal peso immerso e il momento dato dalla forza di drag (eq. 1).

$$(W - B - Li) \cdot d = D \cdot \frac{H}{2} \quad (1)$$

Esplicitando le varie forze nell' eq.1 si ottiene la seguente condizione di equilibrio

$$\left[(\rho \cdot g \cdot l \cdot H_p \cdot d) - (\rho \cdot g \cdot l \cdot H \cdot d) - \frac{1}{2} \rho \cdot U^2 C_l \cdot H_p \cdot l \right] \cdot d = \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U^2 C_D \cdot H_p \cdot l \right) \cdot \frac{H}{2} \quad (2)$$

dove C_D e C_l sono rispettivamente i coefficienti di drag e di lift riferiti all'area totale del corpo proiettata normalmente alla corrente, ρ è la densità della corrente (assunta uguale a quella del corpo), d è la lunghezza del piede e g è l'accelerazione di gravità. Definendo il parametro di mobilità θ_P (eq. 3), dall'equazione (2) è possibile ricavare la relazione (4), dove tale parametro risulta funzione del fattore di sommergenza (tramite H/d), dei coefficienti di spinta, e del numero di Froude della corrente $Fr = U/(gH)^{1/2}$:

$$\theta_P = \frac{2d}{H_p} \cdot \frac{H_p - H}{H} \quad (3)$$

$$\frac{U^2}{gH} \cdot \left(\frac{H}{2d} \cdot C_D - C_l \right) = \frac{2d}{H_p} \cdot \frac{H_p - H}{H} \quad (4)$$

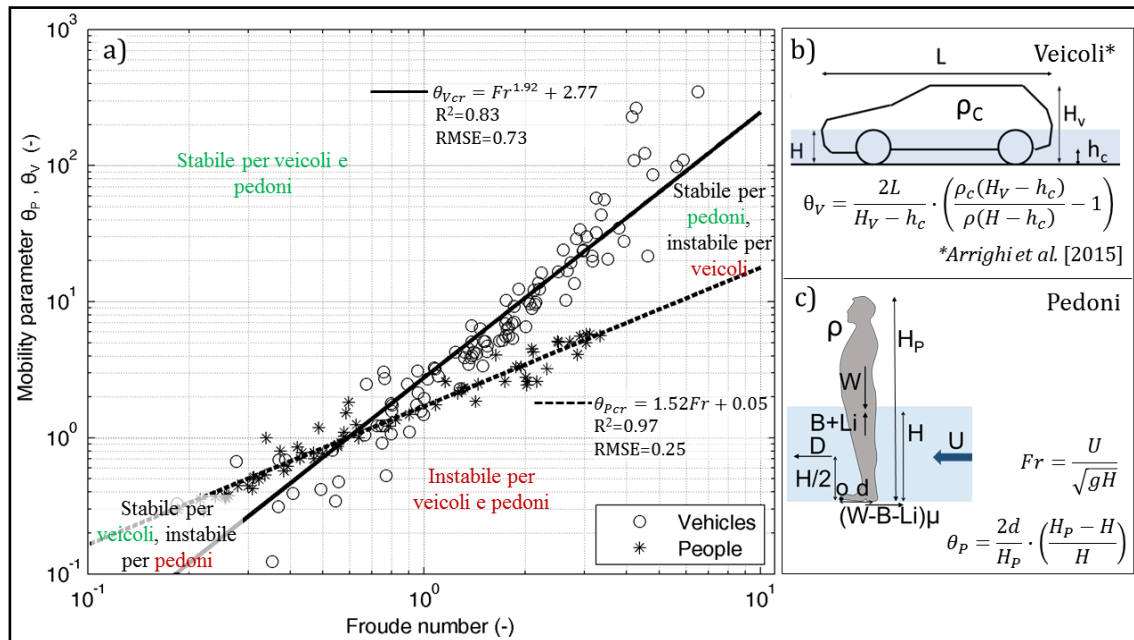


Figura 1. Il pannello (a) raffigura le due soglie di instabilità per veicoli (linea continua) e pedoni (linea tratteggiata) ricavate dall'applicazione dei parametri adimensionali agli esperimenti selezionati, il pannello (b) illustra lo schema geometrico per il calcolo del parametro di mobilità del veicolo (Arrighi et al., 2015) e il pannello (c) quello per i pedoni (adattato da Arrighi et al., 2016).

Per l'instabilità allo scivolamento la condizione di equilibrio si ottiene uguagliando la forza di trascinamento alla resistenza di attrito

$$\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U^2 \cdot C_D \cdot H_p \cdot l = \left(\rho \cdot g \cdot (H_p \cdot d \cdot l) - \rho \cdot g \cdot (H \cdot d \cdot l) - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U^2 \cdot C_l \cdot H_p \cdot l \right) \cdot \mu \quad (5)$$

Quindi, il risultato è formalmente simile alla (4)

$$\frac{U^2}{gH} \cdot \left(\frac{C_D}{\mu} - C_l \right) = \frac{2d}{H_p} \cdot \frac{H_p - H}{H} \quad (6)$$

Il parametro θ_P (Eq. 3) è lo stesso per i due meccanismi di instabilità, diversa è la sua dipendenza dai fattori idrodinamici. In ogni caso, tale parametro è stato calcolato sui dati di laboratorio (Foster & Cox 1973;

Karvonen et al. 2000; Jonkman & Penning-Rowsell 2008; Xia et al., 2014). Il risultato è riportato in Figura 1 (pannello a), in funzione del numero di Froude della corrente; individua una relazione critica di instabilità $\theta_{Per}=1.5Fr+0.05$. I punti sopra la curva rappresentano condizioni stabili, al di sotto di essa si ha instabilità del pedone. Nello stesso grafico è riportato il parametro di instabilità per i veicoli θ_v (Arrighi et al., 2015). Le due curve mostrano le differenti modalità (preponderanti) dell'instabilità per pedoni e veicoli, che dipendono dalla diversa conformazione geometrica e distribuzione della masse. Per bassi valori del numero di Froude, il meccanismo principale di instabilità è quello di ribaltamento, cui ovviamente sono più soggetti i pedoni, meno i veicoli. Per valori elevati del numero di Froude, in corrente veloce, il meccanismo principale è quello dello scivolamento, che, nel caso di pedoni, è controbilanciato a un minore valore del coefficiente di portanza (lift) e nel caso dei veicoli contribuisce alla diminuzione dell'aderenza. In termini generali, l'intersezione delle due linee critiche evidenzia come esistano condizioni per cui spostarsi in auto sia più sicuro che muoversi a piedi e viceversa.

3 APPLICAZIONE ALL'ESONDAZIONE DEL BISAGNO DEL 9 OTTOBRE 2014

I risultati in Figura 1 consentono di discriminare se per determinate caratteristiche dell'inondazione e del soggetto (essere umano/veicolo) si possa avere una situazione di pericolo. Appare chiaro come il valore di soglia di Haz_p (eq.7) sia pari all'unità, anche se per bassi valori del numero di Froude può essere ridotto per condizioni riferite al transito di esseri umani, avendo variabilità più grande rispetto a quelle riferito alla presenza di veicoli.

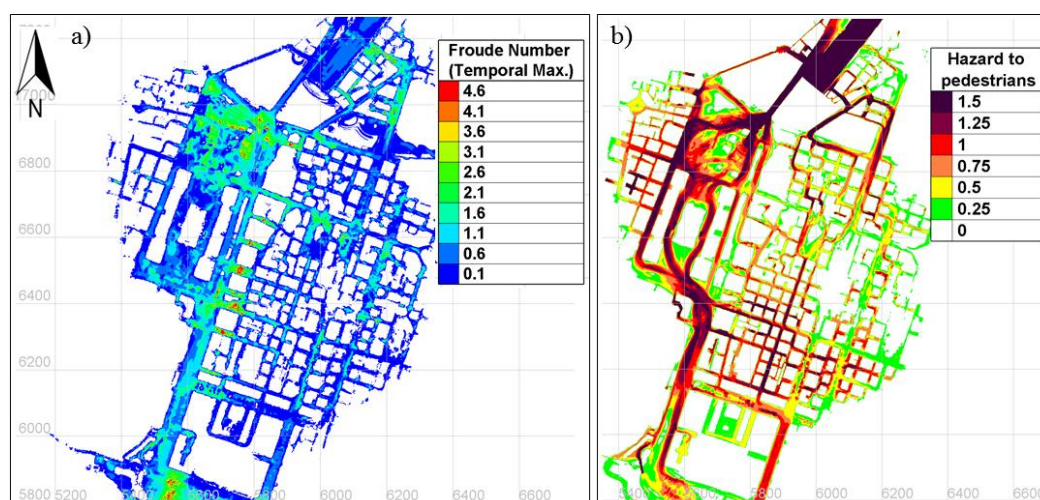


Figura 2. Mappa del numero di Froude (massimo temporale) per l'evento ricostruito dell'esondazione del Bisagno del 2014 (Dolia, 2015) (a) e mappa della pericolosità per i pedoni associata all'evento (b).

$$Haz_p = \frac{\theta_{Per}}{\theta_p} \begin{cases} > 1 \text{ alta pericolosità} \\ = 1 \text{ soglia critica} \\ < 1 \text{ media pericolosità} \end{cases} \quad (7)$$

Il caso di studio presentato è la ricostruzione dell'esondazione del torrente Bisagno del 9/10/2014, a Genova. La ricostruzione dell'evento idrologico è stata effettuata da Silvestro et al. (2015) e l'inondazione è stata simulata con il codice TELEMAT-2D da Dolia (2015). I risultati mostrano come nell'area della stazione di Brignole si siano raggiunte velocità fino a 4 m/s e battenti fino ai 3 metri, che consentono la stima del numero di Froude massimo raggiunto, Figura 2, pannello a. Il livello di pericolosità viene determinato dalla distribuzione del numero di Froude e da quella dei battenti; si considera un individuo medio di altezza H_p 1.7 m e lunghezza del piede d pari a 0.27 m. La mappa di pericolosità per i pedoni mostra il valore massimo nel tempo raggiunto da Haz_p (Figura 2, pannello b) e rivela la presenza di condizioni di instabilità molto diffuse (valori superiori a 1). Parimenti, si considera un'auto di media taglia (Ford Focus) per mappare la pericolosità dei veicoli (Figura 3). Nella figura sono riportate alcune foto scattate durante e dopo l'evento

e sono indicati sulla mappa i punti nei quali sono state scattate (a, b, c, d). Dove la mobilitazione dei veicoli si è verificata (Figura 3, pannelli a,b,d) la mappa dei pericoli mostra infatti valori superiori a 1, dove si è verificata la deposizione delle auto la mappa indica valori tra 0.5 e 0.75 (assenza di mobilitazione). Il punto e corrisponde al luogo dove è stato rinvenuto il corpo dell'unica vittima che si trova in una zona ad elevata pericolosità per i pedoni (Figura 2, b).

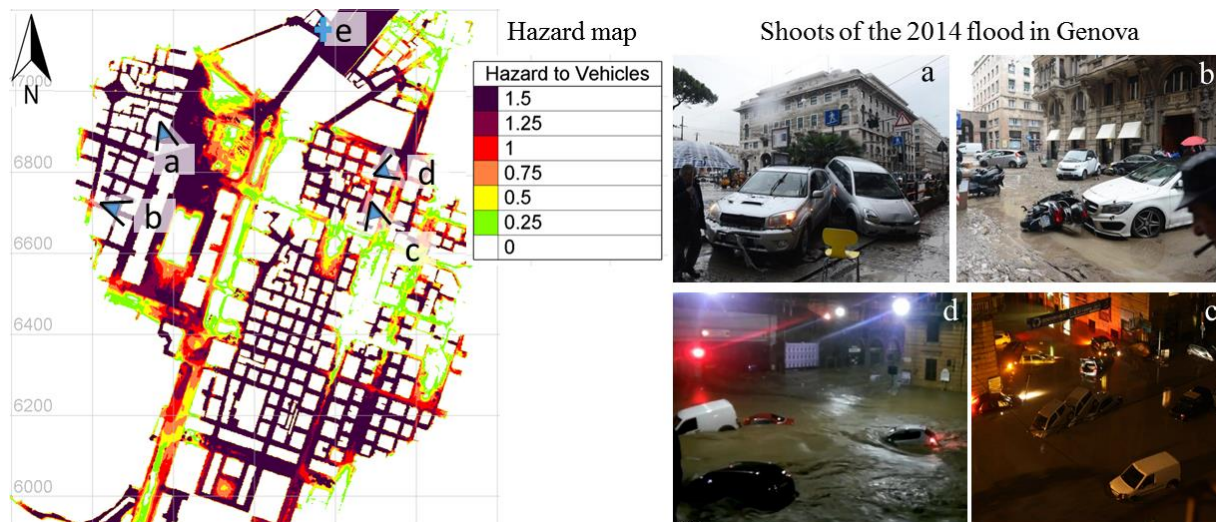


Figura 3. Mappa di pericolosità per i veicoli per la ricostruzione dell'evento del Bisagno del 2014 (sinistra) e immagini scattate durante e dopo l'evento (a, b, c, d) e corrispondente localizzazione degli scatti.

4 CONCLUSIONI

Il parametro di mobilità adimensionale per i pedoni si è dimostrato capace di descrivere gli esperimenti esistenti superando la dispersione dovuta alle diverse caratteristiche dei soggetti. La sua applicazione a scala urbana consente di identificare le aree pericolose per il transito dei pedoni in caso di alluvione e insieme al parametro di mobilità per i veicoli può fornire un adeguato supporto alla gestione del rischio, e all'educazione dei cittadini, in modo da realizzare misure non strutturali di mitigazione del rischio idraulico.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Arrighi, C., Oumeraci, H. & F. Castelli. Hydrodynamics of pedestrians' instability in floodwaters. Submitted to Water Resources Research, 2016.
- Arrighi, C., Alcèrrec-Huerta, J.C., Oumeraci, H. & F. Castelli. Drag and lift contribution to the incipient motion of partly submerged flooded vehicles. *Journal of Fluids and Structures*, 57, 170–184, 2015.
- Cox, R.J., Shand, T.D. & M.J. Blacka. Australian Rainfall & Runoff; Revision Project 10: Appropriate Safety Criteria for People, Stage 1 Report, 2010.
- Dolia D. Flooding scenarios in urban area with an open source 2D hydraulic model: the case of the Bisagno creek in Genoa. Master thesis submitted to the Genoa University, Italy, 2015.
- Jonkman, S.N. & E. Penning-Rowsell. Human instability in flood flows. *Journal of the American Water Resources Association*, 44(5), pp.1208–1218, 2008.
- Karvonen, R.A., Hepojoki, H.K., Huhta, H.K. & A. Louhio. The use of physical models in dam-break analysis. *RESCDAM Final Report*, Helsinki University of Technology, Helsinki, Finland, 2000.
- Foster, D.N., & R.J. Cox. Stability of children on roads used as floodways. Technical Report No.73/13, Water Research Laboratory of the University of New South Wales, Manly Vale, Australia, 1973.
- Franklin, R.C. King, J.C., Aitken, P.J. & P.A. Leggat. "Washed away"-assessing community perceptions of flooding and prevention strategies: A North Queensland example. *Natural Hazards*, 73(3), pp.1977–1998, 2014.
- Di Mauro, M., De Bruijn, K.M. & M. Meloni. Quantitative methods for estimating flood fatalities: towards the introduction of loss-of-life estimation in the assessment of flood risk. *Natural Hazards*, 63(2), pp.1083–1113, 2012.
- Silvestro, F., Rebori, N., Giannoni, F., Cavallo, A., Ferraris, L. The flash flood of the Bisagno creek on the 9th October 2014: An unfortunate combination of spatial and temporal scales. *Journal of Hydrology*, in press, 2016.
- Xia, J., Falconer, R.A., Wang, Y. & Xiao, X. New criterion for the stability of a human body in floodwaters. *Journal of Hydraulic Research*, 52(1), pp.93–104, 2014.

ASPETTI METODOLOGICI DEL LIFE CYCLE ASSESSMENT: L'IMPIEGO DEL BITUME NELLE INFRASTRUTTURE IDRAULICHE SOSTENIBILI IN AREA MEDITERRANEA. CASO STUDIO: IL TETTO VERDE DELL'UNICAL

Mario Maiolo¹, Gennaro Nigro², Gilda Capano¹

(1) Dipartimento di Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio e Ingegneria Chimica, Università della Calabria;

(2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria.

ASPETTI CHIAVE

- *Il Life Cycle Assessment (LCA) integra e completa la valutazione della sostenibilità dei tetti verdi nella gestione delle risorse idriche in aree urbane.*
- *L'applicazione della metodologia LCA ai tetti verdi, e ai materiali utilizzati per la loro costruzione, per valutarne la sostenibilità anche a lungo termine consente di aumentarne anche la diffusione.*
- *Lo studio dei tetti verdi sotto l'aspetto metodologico del LCA consente di acquisire consapevolezza delle potenzialità ambientali e definirne, rispetto all'uso di materiali convenzionali, l'economicità nelle pratiche costruttive.*

1 PREMESSE

L'esigenza di realizzare un'opera strutturale secondo i criteri di sostenibilità, indicati a livello comunitario, implica la necessità di non affrontare separatamente gli impatti su ambiente, economia e società che il progetto di un'opera determina. Orientare lo sviluppo in un'ottica sostenibile, tuttavia, richiede anche la capacità di non condizionare negativamente il rendimento dell'attività produttiva, legato ai bilanci puramente economici che ne derivano: sarà necessario, dunque, tutelare le risorse naturali, massimizzando, contemporaneamente, l'efficacia del processo. La necessità di promuovere la sostenibilità nella gestione delle risorse idriche ha avviato una serie di attività finalizzate all'individuazione di metodologie per la stima e la quantificazione della sostenibilità (Maiolo et al., 2005;2006) (Maiolo & Pantusa, 2015) che suggeriscono anche di ricorrere a una metodologia che consenta di seguire un prodotto, utilizzato nella realizzazione di un'opera, dalla culla alla tomba (from cradle to grave), includendo non solo la fase di realizzazione, ma facendo riferimento all'intera vita utile dell'opera. Un valido strumento, capace di sintetizzare tutte le citate caratteristiche, è l'LCA, acronimo di Life Cycle Assessment (UNI EN ISO 14040, 2006) il quale rappresenta un utile supporto alle decisioni. L'LCA è un procedimento oggettivo che consente di delineare un bilancio ecologico, in quanto è capace di trattare i differenti aspetti associati all'attività in questione in maniera congiunta e non per singoli e indipendenti comparti. Il Life Cycle Assessment (LCA) integra e completa la valutazione della sostenibilità dei tetti verdi nella gestione delle risorse idriche in aree urbane. I tetti verdi sono sistemi vegetati, che mirano a ottenere molteplici vantaggi, tra i quali miglioramento della regimazione idrica in ambito urbano (Mentens et al., 2006); risparmio energetico degli edifici (Nyuk Hien et al., 2007); miglioramento delle condizioni climatiche cittadine (isola di calore) (Schmidt M., 2005); tutela della biodiversità dell'ecosistema urbano (Celli et al., 1996), (Piro, et al., 2014). Storicamente, per la costruzione di tetti verdi, che ha una tradizione soprattutto in molti Paesi scandinavi e del nord Europa, in assenza di specifica norma o requisito, la progettazione era dettata principalmente dall'esperienza del singolo progettista e la realizzazione veniva eseguita assemblando strati composti da molteplici materiali. Nel tempo, con l'evolversi di nuove tecniche costruttive e applicazioni sempre più specifiche, sono stati definiti nuovi criteri per la loro realizzazione, che trovano, oggi, un diretto riferimento in quanto prescritto dalla norma UNI 11235: si tratta di una norma prestazionale, che non stabilisce obblighi, ma fornisce delle indicazioni progettuali capaci di supportare chi progetta nella scelta delle tipologie costruttive e degli elementi che caratterizzano la stratigrafia della copertura a verde. La norma definisce tale tipologia di copertura come un sub-sistema edilizio, classificandola come "tipologia di copertura continua". Come tutte le tipologie di tipo tradizionale, la mansione primaria che un tetto verde svolge è quella di salvaguardare

l'involucro edilizio da possibili infiltrazioni delle acque meteoriche. Le coperture vegetate si distinguono da tutte le altre tipologie principalmente per il materiale di finitura a vista. Se infatti nelle coperture tradizionali la finitura è rappresentata da materiali inerti, nei tetti verdi è costituita da diverse specie vegetali. La tecnologia dei tetti verdi in Italia, ha avuto significativo impulso in seguito all'emanazione di normative e linee guida che costituiscono un supporto alla progettazione e alla scelta dei prodotti in commercio. La normativa italiana, attraverso la UNI 11235 "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione, il controllo e la manutenzione di coperture verdi", regola la progettazione e la gestione efficiente dei tetti verdi. Essa, in particolare, fornisce l'indirizzo per l'assemblaggio degli elementi che devono essere presenti nella stratigrafia dei tetti verdi; classifica inoltre gli elementi in primari, secondari e accessori, indicandone gli spessori minimi da utilizzare in riferimento al tipo di vegetazione, alla tipologia costruttiva e alla destinazione d'uso della copertura che si vuole realizzare (Tab.1).

Primari	Secondari	Accessori
strato portante	strato di barriera a vapore	elemento di trattenimento dello strato colturale
strato di tenuta	strato termoisolante	elemento di trattenimento dell'elemento drenante
strato di protezione antiradice	strato di pendenza	elemento di ancoraggio della vegetazione
strato drenante	strato di protezione meccanica	elemento di barriera al fuoco
strato di accumulo idrico	strato di zavorramento	
strato filtrante	strato antierosione	
strato colturale	impianto di irrigazione	
strato vegetazionale		

Tabella 1. Elementi primari, secondari e accessori di un tetto verde secondo norma (UNI 11235)

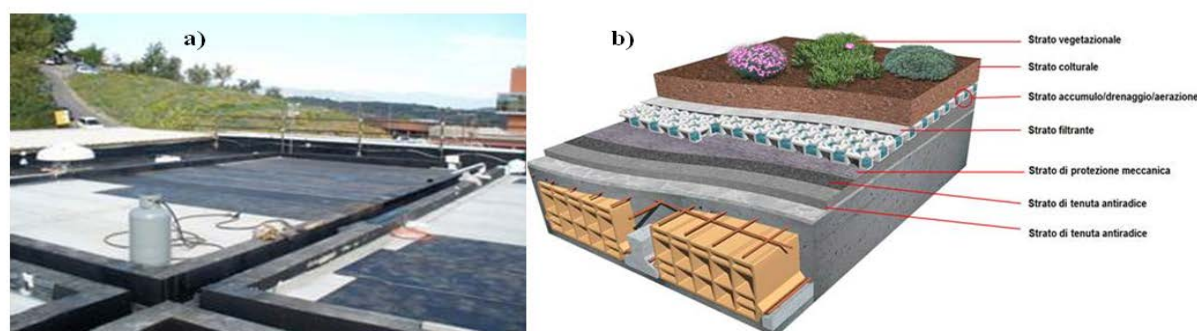


Figura 1. (a) fasi della posa dello strato d'impermeabilizzazione del tetto verde sperimentale realizzato presso Università della Calabria nell'ambito del progetto PON 01_02543 "Servizio di gestione integrata e sostenibile del ciclo acqua – energia nei sistemi di drenaggio urbano", (b) spaccato assonometrico della stratigrafia (Piro et al., 2014;2015)

L'LCA applicata ai tetti verdi consente, inoltre, di valutarne la sostenibilità anche a lungo termine, di acquisire consapevolezza delle potenzialità ambientali e definirne, rispetto all'uso di materiali convenzionali, l'economicità nelle pratiche costruttive, e contribuire all'aumento della diffusione, anche in ambito mediterraneo.

2 MATERIALI E METODI

Il sistema a verde pensile, oggetto di studio, è situato sulla copertura del Cubo 46/C dell'Università della Calabria, Rende (CS) e presenta quattro settori con differenti tipologie di coperture vegetative sperimentali: il dettaglio di tale studio si riferisce al settore 2 (Figura 1). Per la progettazione di un tetto verde è necessario predisporre condizioni chimico-meccaniche tali da impedire la penetrazione di acqua negli strati sottostanti ed evitare l'azione di penetrazione delle radici. Nella definizione della tipologia di strato di protezione antiradice della guaina impermeabile è stato deciso di usare, in tal caso, una tipologia di guaina impermeabile composta da materiale bituminoso, fornita in rotoli (Piro et al., 2013). Il bitume è stato individuato quale materiale test per una preliminare valutazione, tipo LCA, oltre che per l'importanza strutturale-funzionale nella realizzazione del tetto verde e nella selezione di tecniche adeguate legate allo

smaltimento, anche per la necessità di dover contrastare i processi di aging che inducono un aggravio dei costi di gestione. La procedura LCA deve essere applicata impostando un'analisi del tipo cradle to grave, capace di fornire una valutazione di sostenibilità dalla "culla fino alla tomba". Uno studio di tale genere richiede che vengano effettuate valutazioni inerenti la richiesta di acqua ed energia e al contributo, in termini di emissioni, al surriscaldamento globale, relative alle tecniche di estrazione della materia prima, operazioni di produzione, trasporto e smaltimento al fine di valutare gli impatti di ciascuna fase sulla sostenibilità dell'intero processo. La struttura operativa del metodo LCA può essere sintetizzata in quattro fasi (UNI EN ISO 14040, 2006): 1) definizione dell'obiettivo e del campo di applicazione: scopo dello studio - valutazione degli impatti sull'ambiente associati all'utilizzo di membrane bituminose; sistema di prodotto - tipologia di copertura a verde e dettaglio sulla membrana in bitume; funzione del sistema - influenza sui fattori ambientali dei processi di produzione, messe in opera, esercizio e smaltimento delle membrane in bitume; unità funzionale - unità di copertura in bitume; confini del sistema - impostazione del tipo cradle to grave: esclusa la fase inerente l'estrazione delle materie prime, l'analisi si focalizzerà su produzione, trasporto, smaltimento; 2) analisi dell'inventario: struttura fine del sistema - suddivisione del sistema in sottosistemi omogenei - raccolta e valutazione della qualità dei dati; 3) valutazione degli impatti: categorie di impatto - inerenti il contesto d'analisi (salute umana, esaurimento risorse naturali, effetti sull'ecosistema,...) rintracciabili in ISO/14040; definizione degli indicatori; classificazione; caratterizzazione; normalizzazione; ponderazione; 4) interpretazione dei risultati. Uno strumento per l'analisi del ciclo di vita del bitume nelle coperture a verde è SimaPro, uno tra i software più utilizzati in ambito europeo. La selezione di SimaPro è legata alle notevoli potenzialità di tale strumento, tra le quali la possibilità di disporre di Ecoinvent: uno tra i più utilizzati database europei contenente un'adeguata rassegna di informazioni relative alle differenti tipologie di bitume nelle differenti fasi di vita (produzione, esercizio, smaltimento); SimaPro risulta perfettamente aderente alle esigenze applicative.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

I fattori determinanti nel processo di aging del bitume fanno riferimento al contenuto della miscela, alla natura degli aggregati, alla distribuzione granulometrica, alla temperatura e al tempo: tali fattori operano contemporaneamente accelerando il processo di invecchiamento (Lu & Isacson, 2001). Nel dettaglio, la temperatura è uno tra i parametri determinanti relativamente ai processi di ossidazione del conglomerato bituminoso: alcuni studi nell'ambito della reologia hanno mostrato un marcato aumento della rigidità dello stesso materiale alle alte temperature (Saoula et al., 2013). Le modalità di dissipazione di una sollecitazione meccanica o energetica (stress) subite da un campione di bitume, presentano una forte dipendenza dalla temperatura (Filippelli et al., 2013). Sfruttando come tecnica di caratterizzazione la Risonanza Magnetica (RMN) sono state studiate le modifiche subite da un campione di bitume puro e additivato relativamente al comportamento meccanico (Capano, 2013), diagrammando il decadimento al variare della temperatura con riferimento a tre temperature (50 °C, 90 °C, 120 °C).

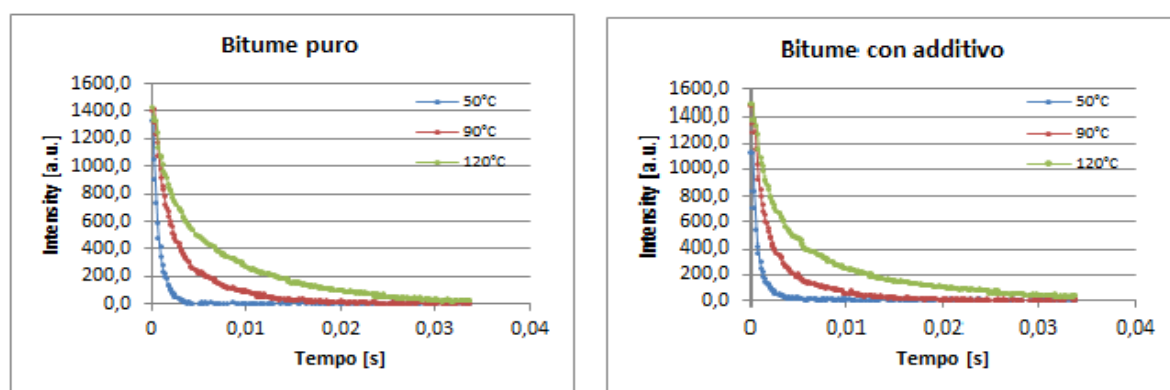


Figura 2. Andamento del decadimento nel tempo, di un campione di bitume puro e additivato, alle temperature 50, 90 e 120 °C (Capano, 2013).

Utilizzando i risultati di questo studio, ne consegue l'interesse ad analizzare mediante LCA il bitume

additivato, che consente di ottenere performace adeguate in termini di dissipazione dello stress: la presenza di un additivo, infatti consente di dissipare molto più rapidamente l'energia trasferita al campione in esame. Predisporre condizioni tali da permettere al bitume di invecchiare meno rapidamente e dunque di mantenere il più possibile inalterate le sue caratteristiche, implica una rilevante forma di tutela nei riguardi dell'ambiente, poiché comporta una non sconsiderata gestione delle materie prime e una riduzione di potenziali emissioni nocive all'equilibrio della biocenosi; infatti il bitume contiene composti a base di zolfo che possono sviluppare piccole quantità di composti solforati gassosi tossici, come l'idrogeno solforato (H_2S) e sviluppa fumi che possono diventare piroforici a contatto con l'aria, produrre irritazione agli occhi e alle vie respiratorie (Iobbi & Pinzuti, 2002).

E' evidente, dunque, la necessità di prolungare quanto più possibile la vita utile della membrana e a tale obiettivo si può pervenire prestando attenzione ai passaggi antecedenti la fase di esercizio. Tale esigenza, in più, si rafforza per la complessità delle tecniche di smaltimento di tali tipologie di rifiuti, al termine della fase d'esercizio. E' proprio per tale ragione che è confermata la necessità di applicare un'analisi del ciclo di vita della membrana bituminosa antiradice utilizzata nella realizzazione dei tetti verdi.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è cofinanziato dal Programma Operativo Nazionale italiana - Ricerca e Competitività per le regioni la convergenza 2007/2013 - Asse I "Sostegno ai mutamenti strutturali" obiettivo operativo 4.1.1.1. "Aree scientifico-tecnologiche generatrici di processi di trasformazione del sistema produttivo e la creazione di nuovi settori" Azione II: "Interventi a sostegno della ricerca industriale".

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Celli G., Maini S., Corazza L., Campanini L. (1996). Siepi e spazi naturali: colonizzazione, dinamica delle popolazioni di fitofagi e insetti utili e interazioni con le aree coltivate. C.E.R.A.S. Annali 1995. Supplemento a Innovazione e sperimentazione, Iniziative editoriale s.a.s. Castel S. Pietro Terme, (BO), 5 (6): 327-337
- Filippelli L., Oliviero Rossi C., Carini M., Chiaravallotti F., Gentile, L. Structural Characterization of Bitumen System by Prony-Like Method Applied to NMR and Rheological Relaxation Data, *Mol. Cryst. Liq. Cryst.*, 572(2013), pp. 50-58
- Capano G. Fitting esponenziale di dati sperimentali reologici e NMR applicati al bitume. Tesi di laurea, Dipartimento di Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio e Ingegneria Chimica, Università della Calabria, 2013
- Iobbi F., Pinzuti M. Dossier Bitume. Sicurezza e salute nell'uso de bitume. SITEB, 2002
- Lu X., Isacsson U., Effect of ageing on bitumen chemistry and rheology. *Costruction and Building Materials*, 2001
- Maiolo M., Martirano G., Morrone P., Pantusa D. (2006). Assessment criteria for a sustainable management of water resources. *Water Practice & Technology*, IWA Publishing.
- Maiolo M., Martirano G., Morrone P., Pantusa D. (2005). A Sustainability Synthetic Territorial Index (ISST) to assess the sustainable management of water resources. 3rd Dubrovnik Conference of Sustainable Development of Energy, Water and Environment Systems, Dubrovnik, Croatia 5 – 10 June
- Maiolo M., Pantusa D. An optimization procedure for the sustainable management of water resource. *Water Science & Technology: Water Supply*, 2015
- Mentens, J., Raes, D., Hermy, M., (2006). Green roofs as a tool for solving the rainwater runoff problem in the urbanized 21st century? *Landsc. Urban Plan.* 77, 217–226.
- Nyuk Hien, W., Puay Yok, T., Yu, C., (2007). Study of thermal performance of extensive rooftop greenery systems in the tropical climate. *Build. Environ.* 42, 25–54.
- Piro P., Carbone M., Nigro G., Garofalo G., Ferrante A. (2013). Installazione di un modello sperimentale a verde pensile per la valutazione dell'influenza del sistema sulla gestione delle acque meteoriche in area mediterranea - 34° Corso di aggiornamento in "tecniche per la difesa dall'inquinamento". Edibios, 2013.
- Piro P., Carbone M., Nigro G., Garofalo G. "Il Parco di Idraulica Urbana: Installazioni sperimentali e infrastrutture tradizionali per studiare tecniche innovative", *Servizi a Rete*, N. 5, 2014, pp. 39-42
- Piro P., Carbone M., Nigro G., Garofalo G. " Il Parco di Idraulica Urbana del Bacino Vermicelli –Università della Calabria". *L'Acqua*, 1, 2015, pp. 35-48. ISSN: 1125-1155
- Saoula S., Soudani K., Haddadi S., Munoz M.E., Stantamaria A. Analysis of the Rheological Behavior of Aging Bitumen and Preticting the Risk of Permanent Defonation of Asphalt. *Materials Sciences and Application*, 2013
- Schmidt, Marco (2005). The interaction between water and energy of greened roofs, *World Green Roof Congress*, Basilea 2005
- UNI EN ISO 14040: Gestione ambientale. Valutazione del ciclo di vita. Principi e quadro di riferimento. Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2006
- UNI 11235: "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione, il controllo e la manutenzione di coperture a verde" (UNI), (2007)

RACCOLTA E RIUTILIZZO DELLE ACQUE METEORICHE IN AMBITO URBANO: VALUTAZIONI TECNICO ECONOMICHE DI UN INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE

Matteo Balistrocchi ¹, Alessandra Zanoletti ¹ & Baldassare Bacchi ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile Architettura Territorio Ambiente e di Matematica (DICATAM), via Branze 43, 25123, Brescia.

ASPETTI CHIAVE

- Si esamina l'inserimento in una fognatura unitaria a servizio di un lotto residenziale di dispositivi per il riutilizzo a fini irrigui delle acque di dilavamento dei tetti
- Le prestazioni offerte da alcune soluzioni sono stimate tramite simulazioni continue per un decennio mentre attraverso analisi costi-benefici si valuta la loro convenienza economica
- A fronte di modesti benefici in termini di riduzione dei deflussi di piena, gli ingenti costi di impianto e il basso costo dell'acqua rendono i sistemi centralizzati economicamente non remunerativi

1 PREMESSA

I criteri di pianificazione delle reti di drenaggio urbano e di progettazione dei dispositivi che le compongono hanno già da tempo, almeno nell'ambito della ricerca, fatto propri obiettivi di mitigazione dell'impatto dell'urbanizzazione sul regime idrologico dei corpi idrici ricettori (Fletcher *et al.*, 2013). Ciò ha indotto anche alcune Regioni (Regione Lombardia, 2012) ad introdurre nelle loro normative tecniche i principi di invarianza idraulica ed idrologica, a cui devono sottostare le nuove espansioni urbane. Tra le svariate soluzioni strutturali proposte per il controllo alla sorgente, ovvero in prossimità del punto di formazione dei deflussi, ha suscitato un certo interesse quella dei sistemi di raccolta e riutilizzo delle acque provenienti dai tetti e da altre superfici a basso carico inquinante (Campisano & Modica, 2012; Raimondi & Becciu, 2014; Ursino, 2015).

Il deflusso superficiale intercettato, una volta opportunamente stoccato, potrebbe infatti essere impiegato successivamente per usi compatibili con il suo stato qualitativo, ovvero usi idro-sanitari per i quali non sia richiesta la potabilità o per l'irrigazione di orti e giardini. In questo secondo caso, il beneficio sarebbe duplice: da un lato si avrebbe una riduzione dei deflussi collettati in fognatura, con aumento dei flussi connessi all'infiltrazione ed all'evapotraspirazione; dall'altro un risparmio di risorse idriche pregiate, e dei costi ad esse relativi, il cui consumo potrebbe essere limitato ad usi per i quali sia richiesto effettivamente un elevato standard qualitativo.

L'efficacia delle diverse strategie attraverso le quali questo tipo di provvedimento può essere realizzato e la loro convenienza economica sono tuttavia oggetto di dibattito (Fletcher *et al.*, 2008; Chiu *et al.*, 2009; Farrenya *et al.*, 2011; Rahman *et al.*, 2013). Quest'ultimo aspetto è di particolare importanza in contesti, come quello di molte città italiane, dove si è chiamati ad intervenire principalmente in tessuti urbani consolidati, a fronte di costi di approvvigionamento idrico tramite acquedotto relativamente modesti. Il limitato volume che si può attribuire a questo tipo di invasi, inoltre, pone qualche perplessità sulla loro reale capacità di attenuazione dei deflussi superficiali in climi, come quelli mediterranei, caratterizzati da svariati eventi brevi ed intensi e da prolungati periodi di tempo asciutto.

Appare pertanto necessario approfondire tali aspetti di carattere tecnico-economico che, in linea di principio, appaiono strettamente connessi a numerose caratteristiche specifiche della singola applicazione: il clima, la natura del riuso delle acque intercettate, la tipologia edilizia dei fabbricati, il tipo di sistema di drenaggio, la natura del suolo e della vegetazione e il fatto che l'intervento interessi un'urbanizzazione esistente oppure una nuova urbanizzazione.

2 MATERIALI E METODI

In questo lavoro si valuta la possibilità di inserire un sistema di raccolta delle acque di dilavamento e del loro riutilizzo a fini irrigui in un contesto residenziale a bassa densità e da lungo tempo consolidato,

costituito da una frazione del Villaggio Prealpino, posto alla periferia nord della città di Brescia. Questo quartiere vede essenzialmente la presenza di villette bifamiliari a due piani, con tetti a falda e dotate di verde privato. La rete di drenaggio è costituita da una fognatura convenzionale di tipo unitario, con collettori in calcestruzzo ovoidale o circolare dotati di ridotta pendenza, dato il carattere pianeggiante dell'area. Il tipo di coperture individuate nel bacino preso in esame è illustrato in figura 1: l'area complessiva ammonta a 4,90 ha, suddiviso in tetti 17%, verde pubblico e privato 43%, pavimentazioni pedonali 17% e strade 23%.



Figura 1. Coperture del bacino urbano esaminato.

Numerosi studi, come evidenziato in *Fletcher et al. (2008)* e dai riferimenti in esso contenuti, hanno individuato una relazione inversamente proporzionale tra i costi unitari dei sistemi di raccolta e riuso ed il numero di allacciamenti. Secondo tale relazione, i costi unitari mostrerebbero una generale tendenza a ridursi rapidamente sino al numero di cento allacciamenti, oltre i quali non si osserverebbero ulteriori apprezzabili diminuzioni. Una strategia progettuale efficace dal punto di vista economico dovrebbe pertanto essere rappresentata dall'impiego di un impianto centralizzato.

Si è quindi progettato un sistema tale per cui le acque di dilavamento dei tetti, collettate in una rete dedicata, siano stoccate in un'unica vasca di raccolta interrata, dalla quale possono essere prelevate tramite un sistema di pompaggio e distribuite ai giardini privati. Alla fognatura unitaria esistente è demandato invece il collettamento delle acque nere e di quelle di dilavamento delle strade e di parte dei giardini privati. Questi ultimi, infatti, interclusi da muretti perimetrali e privi di caditoie proprie sono stati assunti come limitatamente contribuenti.

Sebbene l'irrigazione sia strettamente necessaria solo durante il periodo estivo, si è adottato per questa fase un arco temporale più ampio, compreso cioè tra l'inizio di aprile e la fine di ottobre. L'irrigazione è stata regolata in modo che il volume giornaliero sia distribuito solo se, nella giornata precedente, l'altezza di precipitazione è stata inferiore al fabbisogno della vegetazione. L'estensione del periodo irriguo trova la sua giustificazione nel tentativo di sfruttare il più possibile gli effetti benefici dell'infiltrazione e dell'evapotraspirazione. Nella restante parte dell'anno, infatti, le acque intercettate non possono che essere avviate verso la rete fognaria unitaria in periodo di tempo asciutto; ciò avviene come richiesto dalla normativa regionale, con portate inferiori a 40 l/(s ha_{imp}). L'unico beneficio in questa fase è quindi quello prodotto dal ritardo nel conferimento delle acque di dilavamento dei tetti e nell'attenuazione dei relativi picchi di portata.

La capacità d'invaso della vasca è stata definita sulla base di questa impostazione del sistema seguendo un metodo empirico risultato di uso abbastanza comune nella pratica progettuale per la sua semplicità. Il metodo prevede la stima del volume annuo potenzialmente captabile V_c come prodotto dell'area delle superfici scolati oggetto di intercettazione dei deflussi, nel nostro caso quella dei tetti A_t , del corrispondente

coefficiente di afflusso φ e della precipitazione media annua P . Il volume massimo annuo necessario all'irrigazione V_i è invece stimato come prodotto dell'area di irrigazione, nel nostro caso quella dei giardini privati A_g , per il fabbisogno giornaliero della vegetazione per unità di superficie R e la durata del periodo di irrigazione d_i .

La media tra il V_c e V_i è interpretato come il volume annuo che la vasca dovrebbe trattare la quale, moltiplicata per il rapporto tra la durata media del periodo di tempo asciutto intercorrente tra due eventi pluviometrici successivi d_{ma} e il numero di giorni di un anno, fornisce la stima (1) della capacità d'invaso W della vasca di raccolta.

$$W = \frac{(V_c + V_i)}{2} \frac{d_{ma}}{365} = \frac{(A_t P \varphi + A_g R d_i)}{2} \frac{d_{ma}}{365} \quad (1)$$

I dati meteorologici necessari per definire il volume (1) sono stati ricavati dalla stazione di monitoraggio del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Brescia, posta circa due chilometri a sud rispetto al bacino. Tale stazione è equipaggiata con sensori in grado di misurare: precipitazione, temperatura atmosferica, umidità relativa, pressione atmosferica, direzione e velocità del vento e radiazione globale. In particolare, le osservazioni di precipitazione disponibili consistono in una serie di altezze registrate con cadenza di 15 minuti nel periodo compreso tra il 2001 ed il 2013. Da questa sono stati stimati una precipitazione media annuale P di 840 mm ed una durata media del tempo asciutto di 7 giorni. Assumendo per i tetti un coefficiente di afflusso φ pari a 0,90 ed un fabbisogno idrico R 3÷4 mm/d, riferibile ad un prato, si ottiene un volume della vasca approssimabile a 200 m³. La rete di raccolta e quella di distribuzione sono state invece progettate secondo criteri convenzionali per le reti di drenaggio ed in pressione.

Le prestazioni offerte da questo sistema predimensionato sono state stimate impiegando simulazioni continue per il periodo di disponibilità dei dati meteorologici e condotte tramite un modello idrodinamico costruito in ambiente SWMM (U.S.EPA, 2010). Data la difficoltà di rappresentare in modo idoneo il meccanismo di irrigazione prescelto con gli strumenti implementati nell'ambiente software, i processi di raccolta, stoccaggio e sollevamento delle acque di dilavamento dei tetti sono stati simulati separatamente da quelli dell'irrigazione dei giardini privati e della formazione e collettamento dei deflussi provenienti dalle altre superfici scolanti. Più precisamente, la portata sollevata dal sistema di pompaggio è stata convertita, a seconda che il periodo fosse irriguo o meno, in una precipitazione fittizia applicata ai giardini privati in aggiunta a quella effettiva, ovvero in una portata concentrata immessa in un pozzetto della rete unitaria preesistente. L'evapotraspirazione è stata stimata separatamente impiegando il modello di Blaney-Criddle modificata da Doreenbons & Pruitt (1975), sfruttando i dati di temperatura, umidità relativa e velocità del vento sempre forniti della stazione di Brescia Università.

Le valutazioni economiche sono state, infine, condotte attraverso il metodo del flusso di cassa attualizzato, secondo il quale la convenienza economica di un investimento è valutata mediante il valore attuale netto VAN (2). L'espressione tiene in considerazione l'investimento iniziale C_0 ed i flussi di cassa annuali C_k attualizzati all'anno di costruzione assumendo un tasso di interesse i ed un orizzonte temporale dell'investimento di n anni. In questo caso, l'investimento iniziale C_0 coincide con il costo di costruzione, stimato mediante computo metrico estimativo tenendo in considerazione le opere di demolizione e ripristino necessarie ad intervenire in un contesto consolidato, mentre i flussi di cassa annuali C_k sono dati dalla differenza tra il risparmio nei costi di approvvigionamento idrico tramite acquedotto e le spese di manutenzione, ordinaria e straordinaria, e di energia per i sollevamenti.

$$VAN = -C_0 + \sum_k^n \frac{C_k}{(1+i)^k} \quad (2)$$

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

I risultati ottenuti mostrano come l'effetto complessivo in termini di riduzione dei volumi collettati in fognatura sia apprezzabile ma relativamente modesto. Il coefficiente medio di afflusso dell'area infatti

diminuirebbe dal 56,1%, stimato per le condizioni attuali, ad un più modesto 48,8%. Questo corrisponde ad un abbattimento del 12,9% del volume collettato mediamente in un anno per le acque di dilavamento, principalmente a vantaggio dell'infiltrazione. Ulteriori ampliamenti della durata della stagione irrigua o incrementi del volume della vasca non sembrano apportare miglioramenti prestazionali di rilievo. Di poco superiore è l'effetto in termini di attenuazione dei colmi di piena prodotti dal bacino in esame. Come evidenziato in figura 2, dove sono riportate le curve di frequenza dei colmi degli eventi di piena della situazione attuale e di quella di progetto, per eventi caratterizzati da tempo di ritorno compreso tra 5 e 10 anni, si possono conseguire riduzioni dei colmi di circa il 20%.

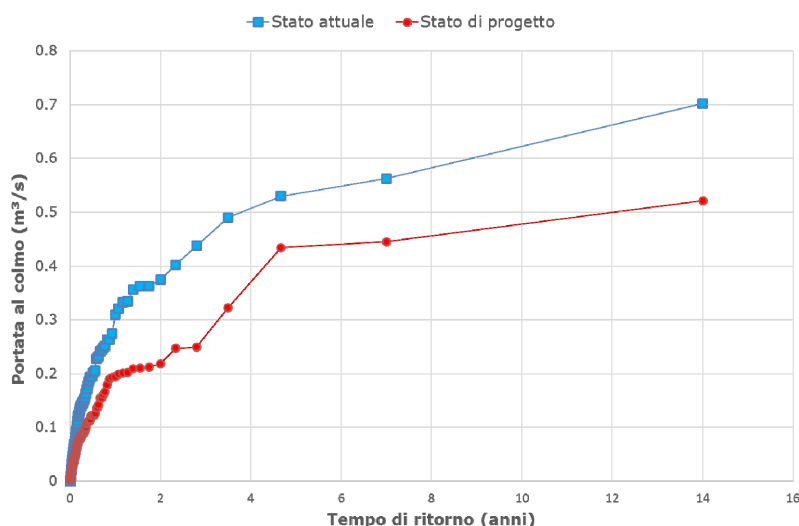


Figura 2. Distribuzioni di frequenza dei colmi prodotti nella rete fognaria da eventi pluviometrici intensi nella condizione attuale del bacino ed in quella di progetto.

Le valutazioni economiche portano a concludere che, considerando un costo dell'acqua 1,0 €/m³ e tassi di interesse prossimi allo zero, l'investimento non risulta mai remunerativo. Per poter avere periodi di remunerazione dell'ordine di 25-30 anni, è infatti necessario assumere un costo dell'acqua pari a 4,0 €/m³ sin dall'inizio della vita dell'opera e tassi di interesse non superiori all'1,0%. Assumendo tassi d'interesse superiori, invece, l'investimento torna a non essere più remunerativo. Le ragioni sono da ricercare sia negli elevati costi di impianto, aggravati dal dover intervenire in un contesto già esistente con demolizioni e ripristini, sia dai modesti risparmi conseguibili. La realizzazione di questo tipo di sistemi centralizzati appare pertanto discutibile in questo contesto; l'impiego di sistemi individuali, molto meno onerosi data la loro semplicità costruttiva e gestionale, dovrebbe invece rappresentare un'alternativa più efficace.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Campisano, A. & Modica, C. Optimal sizing of storage tanks for domestic rainwater harvesting in Sicily, *Resour. Conserv. Recy.*, 2012, 63, 9-16.
- Chiu, Y.R., Liaw, C.H. & Chen, L.C. Optimizing rainwater harvesting systems as an innovative approach to saving energy in hilly communities, *Renew. Energy*, 2009, 34, 492-8.
- Doorenbos, J. & Pruitt, W.O. Guidelines for predicting crop water requirements, FAO irrigation drainage paper 24, 1975.
- Farrenya, R., Gabarrella, X. & Rieradevall, J. Cost-efficiency of rainwater harvesting strategies in dense Mediterranean neighbourhoods, *Resour. Conserv. Recy.*, 2011, 55, 686-94.
- Fletcher, T.D., Deletic, A., Mitchell, V.G. & Hatt, B.E. Reuse of urban runoff in Australia: a review of recent advances and remaining challenges, *J. Environ. Qual.*, 2008, 37, S116-27.
- Fletcher, T.D., Andrieu, H. & Hamel, P. Understanding, management and modelling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: A state of the art, *Adv. Water Resour.*, 2013, 51, 261-79.
- Rahmana, A., Keane, J. & Imteaz, M.A. Rainwater harvesting in Greater Sydney: Water savings, reliability and economic benefits, *Resour. Conserv. Recy.*, 2012, 61, 16-21.
- Raimondi, A. & Becciu, G. Probabilistic modeling of rainwater tanks, *Procedia Engineering*, 2014, 89, 1493-9.
- Regione Lombardia, Norme per la difesa del suolo e per la gestione dei corsi d'acqua della Lombardia, D.G.R. IX/4052, 2012.
- Ursino, N. Risk analysis of sustainable urban drainage and irrigation, *Adv. Water Resour.*, 2015, 83, 277-84.
- U.S.EPA. Storm water management model user's manual version 5.0, EPA/600/R-05/040, 2010.

IL SOFTWARE SWMM COME STRUMENTO DI SIMULAZIONE IDROLOGICA IN CONTINUO DI UN TETTO VERDE

Sara Simona Cipolla¹ & Marco Maglionico¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Università di Bologna.

ASPETTI CHIAVE:

- Il monitoraggio di un tetto verde in scala reale a Bologna ha consentito la misurazione dei parametri meteorologici e dei deflussi generati a seguito di un evento pluviometrico in diversi periodi dell'anno.
- Il presente studio illustra l'attività di calibrazione e validazione, sulla base dei dati sperimentali raccolti, di un modello numerico realizzato mediante il software SWMM.
- Attraverso simulazioni in continuo è stato possibile stimare la risposta idrologica di un tetto verde estensivo e compararla a quella di un tetto impermeabile tradizionale.

1 INTRODUZIONE

I tetti verdi (Green Roofs, GR), poiché capaci di rallentare e ridurre i volumi defluenti dalla copertura degli edifici verso il sistema fognario (Versini *et al.*, 2015), sono stati inclusi sia nell'elenco degli interventi consigliati per accrescere la sostenibilità di un edificio e quindi il suo punteggio in fase di certificazione ambientale (Feng & Hewage, 2014) sia nell'elenco dei sistemi che garantiscono la laminazione, la tutela qualitativa e l'attenuazione delle portate di origine meteorica in ambito urbano (Cipolla *et al.*, 2016; Palla & Gnecco, 2015; Palla *et al.*, 2010; Stovin *et al.*, 2012). Quantificare la ritenzione idrica (Carson *et al.*, 2013; Stovin *et al.*, 2012), che costituisce il parametro maggiormente investigato in letteratura, e migliorare le prestazioni idrologiche dei GR, fortemente influenzate anche dal contesto meteo-climatico nel quale operano, è essenziale per determinare i reali benefici derivanti dal loro utilizzo. Il panorama internazionale fornisce un'importante fonte di dati di ritenzione sperimentali (Carson *et al.*, 2013; Palla *et al.*, 2010; Stovin *et al.*, 2012) inerenti sia a parcelle sperimentali in scala ridotta, sovente sopraelevate, sia a tetti verdi in scala reale. Restrungendo il campo di osservazione a quest'ultimi è emerso come la ritenzione vari dal 11% al 76.4% (Carson *et al.*, 2013; Hakimdavar *et al.*; Versini *et al.*, 2015). Se da un lato la varietà degli studi e quindi dei valori di ritenzione in funzione di fattori quali: il clima, la lunghezza del periodo di osservazione e lo spessore del substrato, consente una migliore comprensione del fenomeno, dall'altro l'assenza di standard comuni nella raccolta e nell'analisi dei dati ne inficia la comparazione.



Figura 1. Sito sperimentale: a) vista aerea, b) Tetto verde (SR, a destra), superficie di riferimento impermeabile (RR, a sinistra) e localizzazione dei misuratori di portata, c) stratigrafia del GR.

Oltre alle attività di monitoraggio sperimentale in letteratura sono presenti numerosi studi di simulazione numerica realizzati mediante modelli idrologici appositamente creati dagli Autori (Carbone *et al.*, 2014; Li & Babcock, 2014; Palla *et al.*, 2010) e software commerciali (Bonoli *et al.*, 2013; Burszta-Adamiak & Mrowiec, 2013; Hakimdavar *et al.*, 2014; Palla & Gnecco, 2015). Il software SWMM (Rossman, 2016), tradizionalmente utilizzato per la modellazione dei sistemi di drenaggio urbano, nelle versioni più recenti include i moduli LID (Low Impact Development) con i quali è possibile modellare alcune tecnologie SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems) come ad esempio le pavimentazioni permeabili o gli stessi tetti verdi.

Li e Babcock (2014) evidenziano la bontà di SWMM nella stima delle prestazioni idrologiche di un tetto verde, ciò è confermato anche dal recente studio di Palla & Gnecco (2015) in cui si dimostra che i moduli LID, se correttamente calibrati e validati sulla base di singoli eventi, consentono di rappresentare la risposta idrologica di un piccolo sottobacino con buona affidabilità. Al contrario Burszta-Adamiak & Mrowiec (2013) concludono che SWMM non è in grado di rappresentare con buona precisione il comportamento idrologico di un tetto verde. Occorre poi evidenziare che gli studi citati, analizzando i singoli eventi separatamente, non includono la modellazione del processo di evapotraspirazione e giungono alla conclusione che lo stato di umidità iniziale del substrato influenza fortemente il risultato della simulazione. All'interno di questo quadro generale il presente studio illustra l'attività di calibrazione e validazione di un modello numerico realizzato mediante il software SWMM con il quale sono state effettuate delle simulazioni in continuo per stimare e comparare la risposta idrologica di un tetto verde estensivo rispetto a un tetto impermeabile tradizionale.

2 METODO

Nel 2013 nell'ambito del progetto Tetti verdi dell'Università di Bologna (Bonoli et al., 2013; Cipolla, 2015), in corrispondenza della copertura del laboratorio LAGIRN della Scuola di Ingegneria sono state realizzate due superfici complementari per un totale di circa 115 m² (Figura 1), separate da un setto divisorio impermeabile in acciaio e rappresentanti una copertura impermeabile tradizionale con guaina bituminosa (RR) e un tetto verde di tipo estensivo con copertura a *Sedum* (SR), fornito dall'azienda Harpo Spa (www.harpogroup.it), la cui stratigrafia è rappresentata in figura 1. Le due coperture sono dotate di misuratori di livello a ultrasuoni collocati nel pluviale per la stima del deflusso e di una stazione meteo per la registrazione dei principali parametri meteorologici. La strumentazione è stata selezionata e installata in collaborazione con la Columbia University, il funzionamento degli strumenti e la procedura di analisi dei dati di monitoraggio sono descritti in Carson et al. (2013).

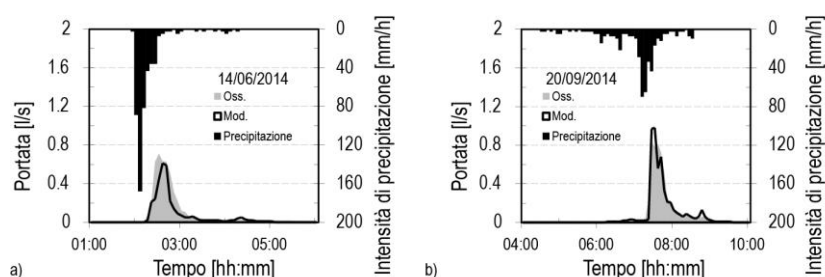


Figura 2. Ietogramma e corrispondente deflusso misurato e modellato per 2 eventi utilizzati in fase di calibrazione del modello SR. Gli eventi corrispondono al 14/06/2014 e al 20/09/2014.

2.1 Modellazione di un tetto verde in SWMM

Il modello numerico del tetto verde è stato ottenuto mediante l'utilizzo del modulo LID "bioretention cell" costituito da quattro strati sovrapposti ("Surface", "soil", "storage" e "underdrain") emulanti i rispettivi strati che compongono un tetto verde. I parametri inerenti le proprietà fisiche dei vari strati sono state misurate sperimentalmente in laboratorio e successivamente integrate nel modello (Tabella 2). I dati di input utilizzati per le simulazioni sono la serie storica congiunta dei dati di precipitazione (intervallo 5 minuti) e temperatura dell'aria (massima e minima giornaliera), misurati mediante la stazione meteo dal 01/01/2014 al 31/12/2014. L'evapotraspirazione media giornaliera, responsabile della graduale perdita di umidità del substrato è stata determinata utilizzando l'equazione di Hargreaves & Samani (1985) e opportunamente corretta attraverso dei coefficienti mensili sperimentali (monthly soil recovering pattern) che emulano le differenze tra le condizioni standard e un tetto verde (tipologia di vegetazione e condizioni al contorno). Le simulazioni sono state condotte impostando come condizione iniziale un valore di saturazione del substrato pari al 100 %. La calibrazione e la validazione del modello è avvenuta comparando i deflussi simulati con quelli modellati e ottimizzando, in base all'osservazione dei singoli eventi, il parametro RSR (Observed Standard deviation Ratio) e NSE (Nash–Sutcliffe Efficiency index). I parametri utilizzati per la simulazione della superficie RR sono illustrati in (Bonoli et al., 2013) mentre il modello rappresentante il GR

è stato calibrato e validato comparando i deflussi misurati per 8 eventi (4 di calibrazione e 4 di validazione) con quelli ottenuti simulando in continuo un intero anno di dati di precipitazione e temperatura e facendo variare unicamente i parametri dell'underdrain ("drain coefficient" e "drain exponent") del LID "bioretention cell" (tabella 1).

Layer	Parametro	UM	LID-Bio-retention Cells
Surface	Berm Height	mm	3
	Vegetation Volume Fraction		0.15
	Surface Roughness	m ^{1/3} /s	0.20
	Surface Slope	%	0.50
Soil	Thickness	mm	100
	Porosity	%	0.65
	Field Capacity	m ³ / m ³	0.35
	Wilting Point	m ³ / m ³	0.06
	Conductivity	mm/h	160
	Conductivity Slope		5
	Suction Head	mm	25
	Thickness	mm	25
Storage	Void Ratio		0.5
	Seepage Rate	mm/h	0
	Clogging Factor		0
	Drain Coefficient		2
Underdrain	Drain Exponent		2.1
	Offset Height	mm	3

Tabella 1. Principali parametri assegnati al modulo LID "bioretention cell" utilizzato per la modellazione del SR in SWMM.

Data evento	NSE	RSR
10-12/02/14 ^C	0.58	0.65
22/04/14	0.6	0.63
14/06/14 ^C	0.66	0.59
11/09/14	0.85	0.39
20/09/14 ^C	0.93	0.27
10-11/11/14	0.44	0.75
17-18/11/14 ^C	0.61	0.62
03/12/14	0.76	0.49

Tabella 2. NSE e RSR calcolati per gli eventi di calibrazione e validazione. L'apice c identifica gli eventi di calibrazione.

La figura 2 mostra lo ietogramma e i relativi deflussi misurati e modellati durante due dei 4 eventi utilizzati in fase di calibrazione. Il modello, in fase di calibrazione, risulta in grado di riprodurre in modo soddisfacente l'idrogramma di piena come dimostrato dai valori di NSE>0.58 e di RSR<0.65. A seguito della fase di validazione, un valore medio dell'NSR pari a 0.66 (varianza 0.032) e di RSR pari a 0.56 (varianza 0.025) confermano l'idoneità del modello nel riprodurre i deflussi del tetto verde in analisi. A valle del processo di calibrazione e validazione, è stata effettuata una simulazione in continuo di un anno ipotizzando come condizione iniziale la completa saturazione del substrato.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

Il risultato della simulazione, riassunto in Figura 3, conferma una sostanziale differenza tra i volumi defluiti dalle due superfici modellate. I volumi annuali cumulati risultano a essere pari 48.1 m³ per la superficie RR e 27.7 m³ per la superficie SR; tali valori corrispondono a una ritenzione media annua

rispettivamente di 11% e 48%. Ciò dimostra che il tetto verde considerato, nonostante uno spessore del substrato pari a soli 10 cm, è in grado di ridurre in modo significativo i volumi di precipitazione rilasciati verso il sistema fognario. La figura evidenzia inoltre che l'efficienza del SR è massima durante il periodo estivo e minima durante il periodo invernale, a causa del ridursi dei processi evapotraspirativi. La simulazione continua nel tempo di tali processi ha consentito di limitare l'influenza delle condizioni al contorno rappresentate in particolare dal contenuto iniziale di umidità nel suolo. Il risultati della modellazione numerica confermano l'efficacia dei tetti verdi nel ripristino del ciclo idrologico urbano. Il modello proposto dimostra che SWMM, se opportunamente calibrato e validato sulla base di dati sperimentali, è un valido strumento di previsione che potrebbe essere utilizzato dalle autorità o dai progettisti per stimare la riduzione dei deflussi ottenibile mediante l'utilizzo delle tecnologie verdi.

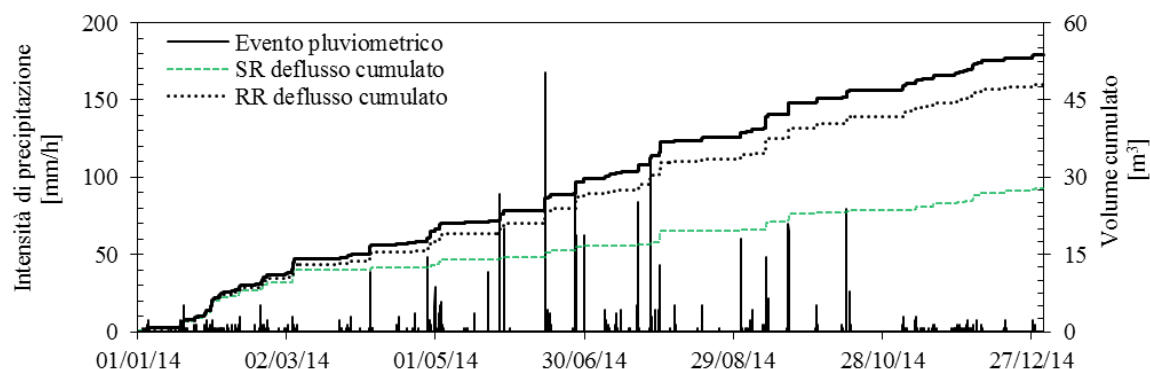


Figura 3. Ietogramma misurato e comparazione tra i volumi cumulati di precipitazione (linea nera) e quelli simulati defluiti dal modello del RR (linea nera tratteggiata) e i volumi simulati defluiti dal modello del SR (linea verde tratteggiata).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bonoli, A., Conte, A., Maglionico, M., & Stojkov, I. Green Roofs For Sustainable Water Management. *Environmental Engineering and Management Journal*, 2013, 12(S11), 153–156.
- Burszta-Adamiak, E., & Mrowiec, M. Modelling of green roofs' hydrologic performance using EPA's SWMM. *Water science and technology: a journal of the International Association on Water Pollution Research*, 2013, 68(1), 36–42. doi:10.2166/wst.2013.219
- Carbone, M., Garofalo, G., Nigro, G., & Piro, P. A Conceptual Model for Predicting Hydraulic Behaviour of a Green Roof. *Procedia Engineering*, 2014, 70, 266–274. doi:10.1016/j.proeng.2014.02.030
- Carson, T. B., Marasco, D. E., Culligan, P. J., & McGillis, W. R. Hydrological performance of extensive green roofs in New York City: observations and multi-year modeling of three full-scale systems. *Environmental Research Letters*, 2013, 8, 1–13. doi:10.1088/1748-9326/8/2/024036
- Cipolla, S. S. (2015). Tetti verdi: analisi sperimentale e simulazione numerica. PhD. Dissertation, The University of Bologna, Bologna, 2015.
- Cipolla, S. S., Maglionico, M., & Stojkov, I. Experimental infiltration tests on existing permeable pavement surfaces. *CLEAN - Soil, Air, Water*, 2016, 44(1), 89–95. doi:10.1002/clen.201400550
- Feng, H., & Hewage, K. Energy saving performance of green vegetation on LEED certified buildings. *Energy and Buildings*, 2014, 75, 281–289. doi:10.1016/j.enbuild.2013.10.039
- Hakimdavar, R., Culligan, P. J., Finazzi, M., Barontini, S., & Ranzi, R. Scale dynamics of extensive green roofs: Quantifying the effect of drainage area and rainfall characteristics on observed and modeled green roof hydrologic performance. *Ecological Engineering*, 2014, 73, 494–508. doi:10.1016/j.ecoleng.2014.09.080
- Hargreaves, G. H., & Samani, Z. A. Reference crop evapotranspiration from ambient air temperature. *Applied Engineering in Agriculture*, 1985, 1(2), 96–99.
- Li, Y., & Babcock, R. W. Green roof hydrologic performance and modeling: A review. *Water Science and Technology*, 2014, 69(4), 727–738. doi:10.2166/wst.2013.770
- Palla, A., & Gnecco, I. Hydrologic modeling of Low Impact Development systems at the urban catchment scale. *Journal of Hydrology*, 2015, 528, 361–368. doi:10.1016/j.jhydrol.2015.06.050
- Palla, A., Gnecco, I., & Lanza, L. G. Hydrologic Restoration in the Urban Environment Using Green Roofs. *Water*, 2010, 2, 140–154. doi:10.3390/w2020140
- Rossman, L. Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology, 2016, I (January).
- Stovin, V., Vesuviano, G., & Kasmin, H. The hydrological performance of a green roof test bed under UK climatic conditions. *Journal of Hydrology*, 2012, 414–415, 148–161. doi:10.1016/j.jhydrol.2011.10.022
- Versini, P., Ramier, D., Berthier, E., & de Gouvello, B. Assessment of the hydrological impacts of green roof: From building scale to basin scale. *Journal of Hydrology*, 2015, 524, 562–575. doi:10.1016/j.jhydrol.2015.03.020

MODELLO FISICO PER L'ANALISI IDRAULICA E IDROLOGICA DELLE FRANE METEO-INDOTTE

Gennaro Spolverino, Giovanna Capparelli & Pasquale Versace (1)

(1) Dipartimento di Ingegneria Informatica, Modellistica, Elettronica e Sistemistica (DIMES) – Università della Calabria

ASPETTI CHIAVE

- Analisi dell'innescò franoso causato dall'infiltrazione della pioggia.
- Utilizzo di un modello fisico a scala ridotta per la simulazione delle frane meteo-indotte.
- Analisi della risposta di un pendio in suolo cineritico piroclastico omogeneo e stratificato su pomici vulcaniche.

1 PREMESSA

La previsione di processi naturali, come quella delle frane meteo-indotte, è un problema che riveste grande importanza. Si sono svolte numerose attività di ricerca sia per comprendere i processi alla base dell'innescò di un fenomeno franoso, che per migliorare i sistemi previsionali. Un valido modello previsionale può consentire di attuare un altrettanto valido sistema di allertamento, riducendo così il rischio indotto da tali fenomeni (Capparelli et al., 2014).

L'analisi dei fenomeni idraulici e idrologici connessi all'innescò franoso può essere eseguita o mediante modellazione matematica dei processi di base o mediante opportuna modellazione fisica, in grado di riprodurre in scala l'evento.

Di seguito sono proposte due prove effettuate in laboratorio utilizzando un modello fisico in scala per la simulazione di frane indotte da pioggia.

2 IL MODELLO FISICO IN LABORATORIO

Il modello fisico è un canale a pareti trasparenti in plexiglass e telaio in tubolari metallici formato da due piani (innescò e propagazione) larghi uno e lunghi tre metri ciascuno, incernierati a una struttura metallica.

È possibile variare l'inclinazione dei piani attraverso un sistema automatizzato. Il canale di monte può variare l'inclinazione da orizzontale fino ad un massimo di 55° , mentre quello di valle da orizzontale fino a 34° . È possibile imporre la stessa inclinazione ai due piani, ottenendo così un unico canale inclinato lungo sei metri. Il modello è strumentato con sensori che controllano i parametri idraulici e geotecnici all'interno del versante e dispositivi che simulano gli eventi naturali.

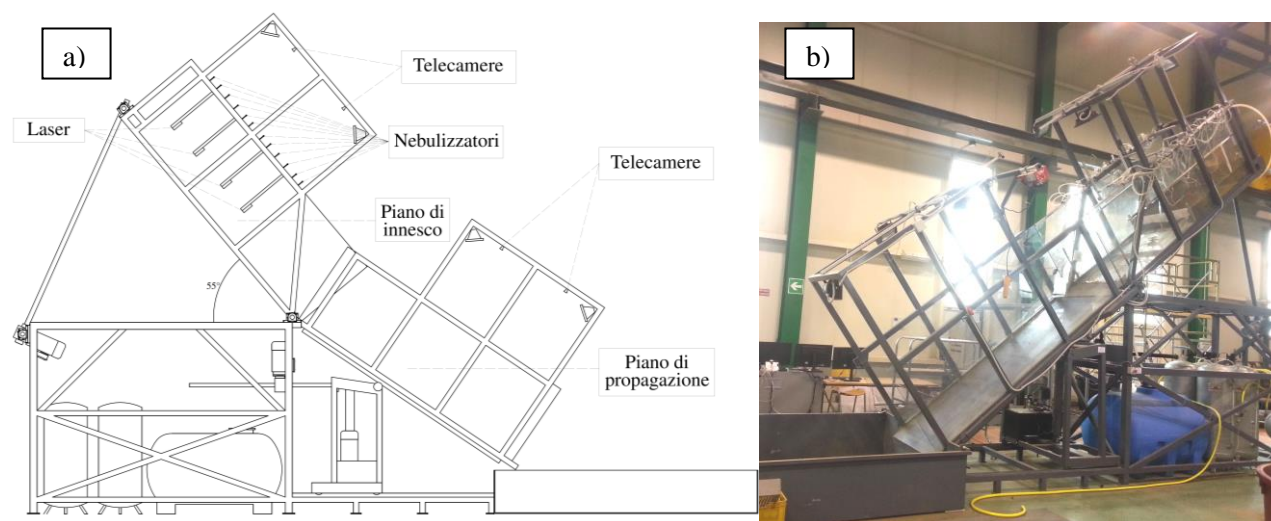


Figura 1. Nel pannello (a) è riportato lo schema del modello fisico, il pannello (b) mostra la foto laterale del modello.

Esso è dotato di un sistema di monitoraggio (*Damiano et al., 2012*) in grado di tenere sotto osservazione le grandezze fisiche di interesse. In particolare, l'apparecchiatura è munita di:

1. tensiometri miniaturizzati, che possono essere installati in diverse posizioni e a diverse profondità, per la misura della suzione all'interno del pendio;
2. trasduttori di pressione posti sul fondo del canale per la misura di eventuali pressioni neutre positive;
3. sistema TDR per la misura del contenuto d'acqua volumetrico;
4. trasduttori di spostamento a tecnologia laser per la misura degli spostamenti superficiali in direzione ortogonale al piano di scivolamento;
5. un apparato di scansione tipo PIV costituito da telecamere ad alta definizione, usato per la ricostruzione dei campi di moto sulla superficie del campione;
6. tre mini-pluviometri come riscontro dell'intensità di pioggia imposta.

Per simulare gli eventi pluviali, il modello è provvisto di un sistema pioggia con intensità controllata da remoto.

3 PROVE EFFETTUATE CON IL MODELLO FISICO

È stata eseguita una prima prova ricostruendo all'interno del canale un pendio artificiale di dimensioni $1(m) \times 1.5(m) \times 0.2(m)$ costituito da un deposito omogeneo di ceneri vulcaniche (figura 2a) provenienti dall'area di Sarno (SA), colpita il 5 maggio '98 da eventi di colate di fango. Si è proceduto poi a inclinare il pendio fino a un angolo di circa 38° e si è imposta una pioggia artificiale di intensità pari a 220 mm/h, al fine di raggiungere l'innesco lungo il pendio artificiale.

La seconda prova è stata fatta con le medesime caratteristiche geometriche della precedente, ma con intensità di pioggia ridotta (50 mm/h) e ricostruendo un deposito stratificato, formato da uno strato di 0.05 m di pomici, ricoperto da uno strato di 0.15 m di ceneri vulcaniche (figura 2b).

Durante tutte le fasi della sperimentazione sono state misurate la suzione e il contenuto d'acqua volumetrico in vari punti del deposito (figure 2a 2b), nonché gli spostamenti in direzione ortogonale alla superficie del pendio, prodotti dalla variazione di stato tensionale. Tali grandezze sono state misurate sia durante il processo di evaporazione, sia durante quello di infiltrazione (*Render et al., 2013*). La suzione è stata rilevata da minitensiometri opportunamente calibrati. Il contenuto d'acqua volumetrico del terreno è stato rilevato attraverso le sonde TDR (*Render et al., 2014*). L'elaborazione delle misure TDR è stata fatta mediante una relazione di calibrazione specificamente ricavata per ceneri vulcaniche provenienti dal pendio di Cervinara (AV), originate dalla stessa eruzione vulcanica responsabile dei depositi piroclastici di Sarno, di caratteristiche fisico-mineralogiche simili a quelle del terreno utilizzato per la realizzazione del deposito in canale (*Greco e Guida, 2010*).

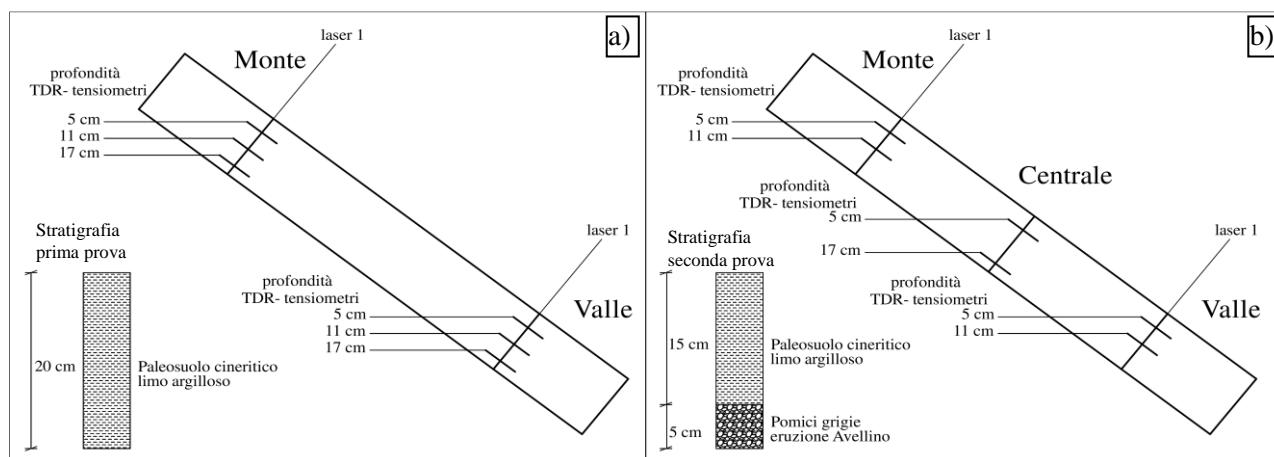


Figura 2. Nel pannello (a) è riportata la stratigrafia del terreno utilizzato e la posizione dei sensori relativi alla prima prova, il pannello (b) descrive la stratigrafia e la posizione dei sensori relativi alla seconda prova.

4 RISULTATI E CONCLUSIONI

Nella prima prova si è verificata la rottura del pendio che non ha portato alla formazione di una colata di fango ma a una progressiva erosione degli strati più superficiali del terreno, concentrata soprattutto nella zona di valle. Nella figura 3a e 3b è possibile osservare i valori di tensione d'acqua capillare e di contenuto d'acqua volumetrico registrati durante la fase di infiltrazione. Prima di simulare la pioggia, la tensione capillare misurata in vari punti del deposito era compresa tra -0.5 kPa e -9.5 kPa . In seguito, la tensione è aumentata fino a raggiungere valori positivi, generando delle sovrappressioni neutre tali da provocare instabilità del pendio. Il contenuto d'acqua ha raggiunto valori tra il 50% e 55% evidenziando il raggiungimento di condizioni di completa saturazione in quasi tutto il terreno. Durante la fase di infiltrazione, che è durata in tutto 30 minuti, si è avuta la compattazione del deposito, si sono registrati degli abbassamenti di circa 4 mm (figura 3c) che hanno portato a una riduzione di volume e a una diminuzione della porosità iniziale.

Nella seconda prova non si sono registrati fenomeni evidenti di instabilità. Il terreno investigato presentava, nelle condizioni iniziali, bassi valori di contenuto d'acqua volumetrico e durante la prova, ha raggiunto rapidamente valori del 50% (figura 3e). La fase in cui si è simulata la pioggia è durata circa 16 ore ripartita in due momenti (9 ore il primo giorno e 7 ore il secondo giorno). In questo caso, il volume del deposito non ha variato di molto il suo valore (figura 3f), segno evidente di un terreno ben costipato. Prima della pioggia i valori di tensione capillare erano compresi tra i -19 kPa e -41 kPa , e durante l'intera prova non si sono mai annullati (figura 3d). Nella parte finale della prova, i valori di tensione capillare non sono variati di molto, presentando una tendenza asintotica orizzontale; tale fenomeno può essere causato dal raggiungimento di uno scambio di flusso bilanciato tra lo strato di ceneri vulcaniche e le pomici.

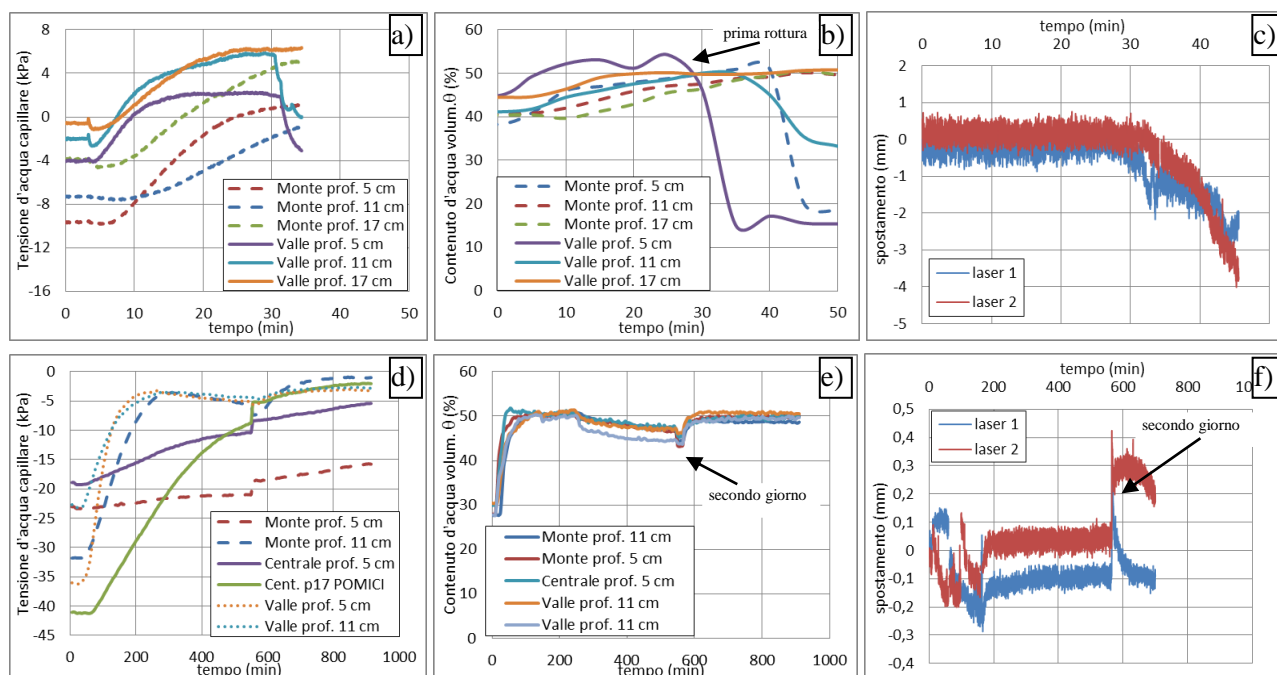


Figura 3. Nel pannello (a) è riportato l'andamento della tensione neutra capillare in fase di infiltrazione nel tempo della prima prova, il pannello (b) descrive l'andamento del contenuto d'acqua volumetrico in fase di infiltrazione nel tempo della prima prova, il grafico del pannello (c) descrive gli spostamenti ortogonali al pendio registrati dai laser nella prima prova. Nel pannello (d) è riportato l'andamento della tensione neutra capillare in fase di infiltrazione nel tempo della seconda prova, il pannello (e) descrive l'andamento del contenuto d'acqua volumetrico in fase di infiltrazione nel tempo della seconda prova, il grafico del pannello (f) descrive gli spostamenti ortogonali al pendio registrati dai laser nella seconda prova.

Le suddette prove saranno oggetto di approfondimenti successivi attraverso nuove prove in laboratorio e riproduzioni dei fenomeni mediante modellazione matematica. L'intento è quello di utilizzare un approccio integrato, mettendo a sistema i dati dei siti sperimentali, sia con i risultati e le interpretazioni dei modelli fisici, sia con le simulazioni dei modelli matematici. Lo scopo è di osservare e interpretare gli esperimenti di laboratorio per riprodurre e simulare il fenomeno con modelli matematici.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Capparelli G., Damiano E., Greco R., Netti N. & Olivares L., “Ingredienti essenziali” di un sistema Early Warning per l’innescio di colate di fango in coltri di natura piroclastica: resistenza a taglio in condizioni di parziale saturazione e curve di ritenzione idrica. XXV Convegno Nazionale di Geotecnica, 2014.
- Damiano E., Olivares L. & Picarelli L., Steep-slope monitoring in unsaturated pyroclastic soils. *Engineering Geology*, 137-138, pp. 1-12, 2012.
- Greco R. & Guida A., Determinazione sperimentale del legame tra permittività dielettrica e contenuto d’acqua in piroclastiti campane. XXXII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 2010.
- Reder A., Pagano L., Picarelli L. & Rianna G., Prove d’infiltrazione in terreni piroclastici finalizzate allo studio della condizione al contorno inferiore. Incontro annuale ricercatori di geotecnica (IARG), 2013.
- Reder A., Rianna G., Pagano L., Calibration of TDRs and heat dissipation probes in pyroclastic soils. *Procedia Earth and Planetary Science*, ELSEVIER, 2014

A LAGRANGIAN PARTICLE MODEL FOR LANDSLIDE DYNAMICS AND WATER-SEDIMENT INTERACTION

Sauro Manenti ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura DICAr, Università di Pavia

KEY POINTS

- SPH model to mimic the dynamic behaviour of non-Newtonian, dense granular rapidly varied flows interacting with water, offering an investigation tool for assessing landslide run-out associated risk
- SPH simulation of the dynamics of complex landslides undergoing deformable body motion and interacting with sensible targets (i.e. civil structures and infrastructures)
- Rheological models to mimic the dynamics of saturated non-cohesive sediment including the effect of pore water on the landslide's run-out

1 INTRODUCTION

The dynamic analysis of free-surface, rapidly varied dense granular flows is of great concern in several field of the engineering.

In particular, this topic is relevant when dealing with rainfall-induced shallow landslides that represent the most common natural hazards in some areas of the world (Bordoni et al, 2015).

Beside the assessment of the triggering zones for defining maps of shallow landslides' susceptible areas, could be of interest also the analysis of their propagation for assessing landslide run-out associated risk with respect to sensible targets (i.e. civil structures and infrastructures).

Here are illustrated the basic aspects of a lagrangian, mesh-free particle method (SPH) that has been successfully adopted to treat landslide motion and the hydrodynamic action on non-cohesive sediment. SPH could be extended to the dynamic analysis of rainfall-induced shallow landslides, especially those ones classified as complex landslides that, starting as shallow rotational-translational failures, change into earth flows owing to the large water content and behave like dense granular flow. The load caused by the landslide impact on fixed obstacles (e.g. bridge piles or retaining walls) can be also evaluated through the SPH approach (Di Monaco et al., 2011).

2 THE SMOOTHED PARTICLE HYDRODYNAMICS METHOD (SPH)

Belonging to the category of mesh-free methods, the Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) was initially developed for the analysis of astrophysical processes (Lucy 1977, Gingold and Monaghan 1977) and was subsequently effectively applied to the simulation of free-surface flows (Monaghan 1994) in a wide range of engineering problems.

The basic idea of the SPH method is to represent the continuum by means of a finite number of discrete particles responding to Newton's equations of the classical physics.

In order to avoid induced singularities, the continuity of the spatial field for each physical quantity is assured, at every time step, by a kernel function (i.e. a smoothing fitting field).

Such a kernel $W(r,h)$ is a continuous, non-zero, central function of the modulus of relative distance r between particles; the kernel is defined within a compact support which is assumed circular (or spherical in 3D problem) with the radius proportional to the so called smoothing length h .

The generic physical quantity, say A_i , at the point \mathbf{x}_i occupied by a particle which is surrounded by N_i neighbouring particles, each one with position \mathbf{x}_j within the compact support of the i -th particle, can be approximated by:

$$\mathbf{A}_i = \sum_{j=1}^{N_i} W(r_{ij}, h) \mathbf{A}_j \Delta V_j \quad (1)$$

being ΔV_j the volume of the j -th neighbour of the i -th particle, while the relative distance between particles is $r_{ij} = |\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j|$.

When the SPH interpolation is applied to the equations of motion, the system of partial differential equations is reduced to an algebraic system in the unknown flow variables at the moving points.

The flow motion is here described by the continuity and the Navier-Stokes equations for a weakly compressible fluid which, in the SPH approximation (Liu & Liu, 2003), are written as:

$$\begin{aligned} \frac{D\rho_i}{Dt} &= - \sum_{j=1}^{N_i} m_j (\mathbf{v}_j - \mathbf{v}_i) \cdot \nabla W_{ij} \\ \frac{D\mathbf{v}_i}{Dt} &= - \sum_{j=1}^{N_i} m_j \left(\frac{p_i}{\rho_i^2} + \frac{p_j}{\rho_j^2} \right) \nabla W_{ij} + \boldsymbol{\sigma}_i + \mathbf{g} \end{aligned} \quad (2)$$

where $\boldsymbol{\sigma}$ denotes the viscous stress term, \mathbf{v} is the velocity, \mathbf{g} is the gravitational acceleration, ρ the density, $m = \Delta V \rho$ the constant particle mass and p its pressure; the convention $W_{ij} = W(r_{ij}, h)$ is adopted. A cubic or quintic spline function is used for the kernel.

The SPH model illustrated in this work derives from Manenti (2008) and is based on the standard Weakly Compressible SPH formulation (Monaghan 1994), which proved to be reliable in the analysis of different kinds of rapidly varying free surface flows.

The discretized governing eqs. (2) are solved adopting, under the hypothesis of small density fluctuations, a linear state equation. Time integration is carried out through an explicit, second-order accurate Leapfrog scheme that is conditionally stable. Boundaries (both fixed and mobile) are treated adopting ghost-particle technique or, in some cases, the semi-analytic approach described in Di Monaco et al. (2011).

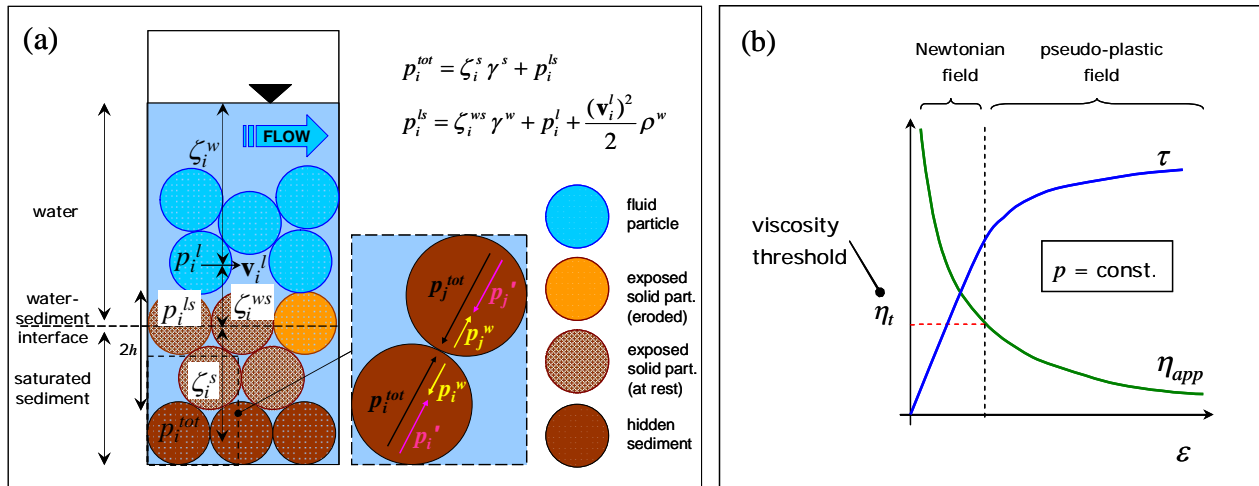


Figure 1. (a) Sketch of SPH modelling of bottom sediment exposed to the erosion induced by a rapidly varied free-surface flow. (b) Non-Newtonian rheological model for dense granular flow.

3 MODELLING SEDIMENT FAILURE AND TRANSPORT

Non-cohesive sediments that are exposed to a rapidly varied water flow and are subjected to hydrodynamic shear, can be modelled, in the SPH approach, according to their possible status: at rest, i.e. fixed, or eroded, i.e. dragged by the flow (Manenti et al. 2012).

In the first case, an interface solid (i.e. sediment) particle it is treated as part of the fixed boundary (i.e. its velocity is assumed to be zero) and excluded from the computation of the velocity and density fields; its total pressure p_i^{tot} is imposed according to the lithostatic condition (Fig.1a).

In the second case, the interface solid particle is included in the computation and the granular phase is treated as a viscous, slightly compressible Newtonian fluid whose motion responds to eqs. (2) with a suitable representation of the viscous stress term.

To evaluate on whether an interface solid particle is at rest or eroded, two alternative failure criteria have been proposed for determining the onset of the bottom sediment motion induced by the hydrodynamic shear stress. The first one is based on Mohr-Coulomb yielding theory adapted according to a fluidic approach; the evaluation of the solid particle equilibrium is based on properties related with the infinitesimal volume of the continuum (e.g. the rate of deformation) and accounts for neutral pressure due to pore water. The second criterion is based on Shields theory in which are considered mean local variables (e.g. the fluid velocity) that are, in principle, more easily measurable. In both cases, sediment erosion takes place if a critical threshold is exceeded; the corresponding analytical formulation is obtained relating the hydrodynamic action to the intrinsic material strength:

$$\text{Mohr - Coulomb : } \mu_i^{s\,app} \equiv \frac{c \cdot \cos(\varphi) + p'_i \cdot \sin(\varphi)}{\sqrt{0.5 D_{kn} D_{kn}}} < \mu_{max} \quad (3)$$

$$\text{Shields : } \tau_{b\,cr} \equiv \mathcal{G}_{cr} [(\gamma^s - \gamma^w) d] k_\beta < \tau_b$$

In the first of Eqs. (3) $\mu^{s\,app}$ is the apparent viscosity of sediment, c and φ are the apparent cohesion and the angle of internal friction, D_{kn} is the component of the rate of deformation tensor, p' is the effective pressure, μ_{max} is the viscosity threshold, \mathcal{G}_{cr} is the critical Shields parameter depending on the flow condition at the water-soil interface, d is the grain characteristic diameter, k_β is a corrective factor that accounts for bed slope, τ_b is the hydrodynamic bottom shear, γ^s and γ^w are the water specific weight and the saturated unit volume weight of sediment.

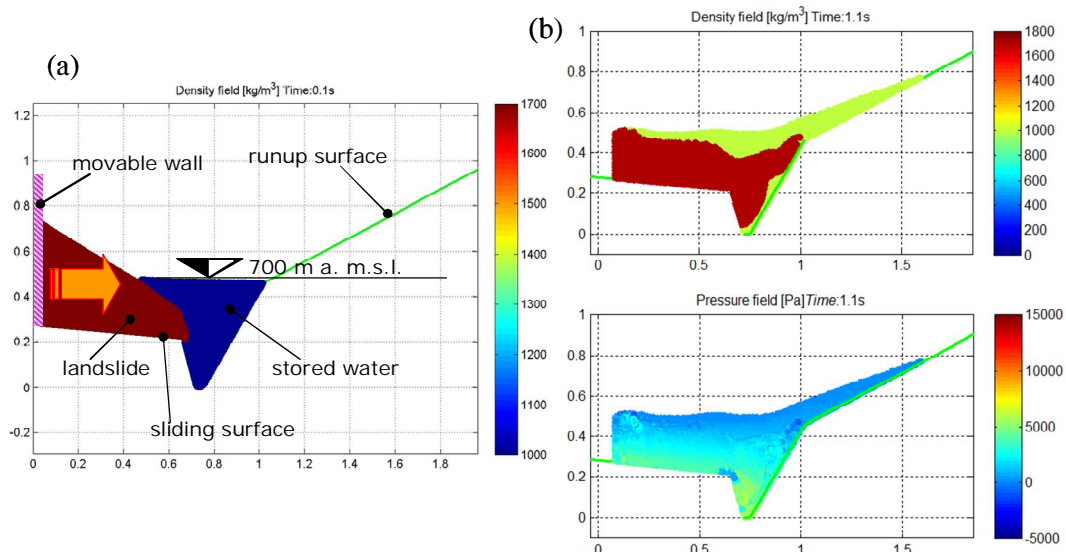


Figure 2. SPH simulation of 2D landslide in an artificial basin: (a) initial configuration (b) maximum run-up with density (tip) and pressure distributions.

4 MODELLING LANDSLIDE DYNAMICS

Landslide run-out and interaction with the water stored in an artificial basin (Fig.2) can be successfully simulated with SPH following a fluidic approach (Manenti et al., in press).

While the water shows a Newtonian behaviour, a proper non-Newtonian rheological model has been implemented to mimic the landslide dynamics (Fig.1b). Accordingly, the definition of the viscous stress term in the eq. (2) depends upon a shear stress tensor defined, for the i -th particle, as:

$$\tau_{i, lk} = \begin{cases} 2\eta_t \varepsilon_{i, lk} & \text{if } \eta_{app\ i} > \eta_t \\ 2\eta_{app\ i} \varepsilon_{i, lk} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{with: } \eta_{app\ i} = \frac{\mu_s p_i}{2|\varepsilon_i|} \quad (4)$$

where $\varepsilon_{i, lk}$ are the components of the rate of deformation tensor whose second invariant is denoted by $|\varepsilon_i|$, μ_s is the constant static friction coefficient and $\eta_{app\ i}$ is an apparent viscosity of the dense granular flow.

In the analysis of some landslide events, the pressure p_i of sediment particles is evaluated neglecting pore water pressure. When considering other types of landslides, such as rainfall-induced shallow landslides (Bordoni et al. 2015), pore pressure distribution becomes relevant for the stability assessment and the pore water content can exert a significant influence on the landslide dynamics by affecting its mechanical parameters and the resulting viscosity.

5 CONCLUSIONS

The SPH represents a reliable method for the analysis of both the onset of sediment motion, induced by hydrodynamic stress, and the run-out of landslides.

The SPH model could be adapted to include the neutral pressure effect on the saturated sediment material, therefore it can be extended to analyze the triggering and run-out of rainfall-induced shallow landslides.

Several rheological models can be implemented to fit the different landslide dynamic behaviour; this allows to investigate the complex landslides that, starting as shallow rotational-translational failures, change into earth flows and, owing to their large water content, behave like dense granular flow rather than a rigid body motion.

The propagation of rainfall-induced shallow landslides can be simulated, assessing their trajectory with a suitable level of accuracy and allowing to evaluate landslide run-out associated risk with respect to sensible targets (i.e. civil structures and infrastructures). Thus a quantitative tools could be provided to support the definition of risk scenarios at small scale.

REFERENCES

- Bordoni M., Meisina C., Valentino R., Bittelli M. & Chersich S. Site-specific to local-scale shallow landslides triggering zones assessment using TRIGRS. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 15, 1025–1050, 2015. doi:10.5194/nhess-15-1025-2015.
- Bordoni M., Meisina C., Valentino R., Luc N., Bittelli M. & Chersich S. Hydrological factors affecting rainfall-induced shallow landslides: From the field monitoring to a simplified slope stability analysis. *Engineering Geology* 193 (2015) 19–37
- Di Monaco A., Manenti S., Gallati M., Sibilla S., Agate G. & Guandalini R. SPH modeling of solid boundaries through a semi-analytic approach; *Eng. Appl. Comp. Fluid Mech.*, Vol. 5 (1), (2011) pp. 1–15.
- Gingold R.A. & Monaghan J.J. Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to non-spherical stars, *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*, Vol. 181, (1977) 375–389.
- Liu G.R. & Liu M.B. *Smoothed Particle Hydrodynamics – A Meshfree Particle Method*. 2003 World Scientific Pub. Comp.
- Lucy LB. A numerical approach to the testing of the fission hypothesis, *Astronomic J.*, Vol. 82, (1977) 1013-1024.
- Manenti S., Pierobon E., Gallati M., Sibilla S., D’Alpaos L., Macchi E. & Todeschini S. Vajont Disaster: Smoothed Particle Hydrodynamics Modeling of the Postevent 2D Experiments. *J. Hydraul. Eng.*, in press. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001111.
- Manenti, S., Sibilla, S., Gallati, M., Agate, G., & Guandalini, R. SPH simulation of sediment flushing induced by a rapid water flow. *J. Hydraul. Eng.*, pp. 272–284 2012. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000516.
- Manenti, S. SPH modeling applied to sediment scouring. *Proc., 2nd Workshop Ports for Container Ships of Future Generations*, TUHH Univ. Hamburg (De), Hamburg, Germany 2011.
- Manenti, S. Numerical modeling of water waves and wave structure interactions in an urbanized lagoon. Ph.D. thesis, Univ. of Rome Sapienza, Rome, Italy 2008.
- Monaghan J. J. Simulating free surface flows with SPH. *J. Comput. Phys.*, 110(2), 399–406, 1994.

CALCOLO FRAZIONARIO E FRATTALE PER LA DESCRIZIONE DEI PROCESSI DI INFILTRAZIONE: INTEGRAZIONE CON LA DINAMICA MOLECOLARE PER LA MODELLAZIONE DELLE FRANE

Gianluca Martelloni ^{1,2} & Franco Bagnoli ^{1,2,3}

(1) Dipartimento di Fisica e Astronomia, via G. Sansone 1, Sesto Fiorentino (FI); (2) CSDC (Centro interdipartimentale per lo Studio delle Dinamiche Complesse), via G. Sansone 1, Sesto Fiorentino (FI) ; (3) INFN (Istituto Nazionale di Fisica Nucleare), sezione Firenze.

ASPETTI CHIAVE

- In questa memoria breve si propone l'utilizzo del calcolo frazionario e frattale per descrivere i processi di infiltrazione in mezzi porosi, schematizzati tramite particelle interagenti
- Si fa uso di tale schema per modellizzare un terreno in pendio sottoposto a eventi piovosi e tramite l'integrazione col criterio di rottura di Mohr-Coulomb si descrive l'innesco della frana
- Algoritmi standard di Dinamica Molecolare permettono di modellare la propagazione

1 PREMESSA

Le frane sono classificabili come eventi estremi, spesso con conseguenze per gli ambienti urbani e per la popolazione colpita, a seconda dell'estensione del fenomeno. Ad esempio in Italia il solo evento di Sarno in Campania (1998) ha provocato 160 vittime, come mostrato da *Del prete et al.* (1998). Una delle cause principali dell'innesco delle frane è rappresentata da fattori idrogeologici (circolazione idrica superficiale e sotterranea, entità e distribuzione delle pressioni interstiziali) che, a loro volta, sono causati dalle precipitazioni. Quest'ultimo punto è sotto l'attenzione della comunità scientifica la cui attività è sostenuta dalla crescente richiesta di sicurezza proveniente praticamente da tutto il mondo, sia dalla popolazione che dalle istituzioni. In questo scenario risulta di fondamentale importanza la valutazione del rischio e pertanto la previsione degli eventi mediante l'ausilio di modelli matematici. Un esempio di applicazione per le frane indotte da pioggia è dato dai modelli empirici che correlano temporalmente gli eventi di pioggia con quelli franosi al fine di costruire le cosiddette soglie pluviometriche per la previsione delle frane su base statistica. Questi modelli sono anche utilizzabili nei sistemi operativi di allerta precoce (*Segoni et al.*, 2009; *Rosi et al.*, 2012; *Martelloni et al.*, 2012a, 2013; *Gariano et al.*, 2015). Inoltre, grazie allo sviluppo di calcolatori di sempre maggior potenza computazionale, è possibile utilizzare un approccio fisicamente basato per predire sia l'innesco che la propagazione delle frane. Per l'innesco sono di uso comune i modelli geotecnici basati su criteri all'equilibrio limite dove i processi di infiltrazione sono modellati secondo l'equazione di Richards, ad esempio come mostrato in *Rossi et al.* (2013). Per la propagazione spaziale delle frane vengono proposti vari modelli sia bidimensionali (*Patra et al.*, 2005) che tridimensionali (*McDougall*, 2004) che fanno uso della descrizione euleriana che schematizza il movimento di instabilità come un fluido. Esistono anche altre schematizzazioni di tipo euleriano come i modelli basati sugli automi cellulari (*D'Ambrosio et al.*, 2003). Infine un altro approccio molto comune è quello lagrangiano basato su metodi discreti che tengono conto della natura granulare dei terreni, costituiti da particelle interagenti tra loro (*Potatov et al.*, 2001; *Massaro et al.*, 2011; *Martelloni et al.*, 2012b, 2014).

2 MATERIALI E METODI

In questo lavoro si propone un modello teorico 3D, di tipo mesoscopico, di frana indotta da pioggia a partire da una schematizzazione discreta del terreno basata su particelle sferiche interagenti tra loro, poste inizialmente in equilibrio e dotate di coesione. Si simulano gli effetti di infiltrazione nel terreno dovuti alle precipitazioni mediante le equazioni di diffusione in forma frazionaria o in forma frattale che hanno trovato negli ultimi decenni larga applicazione nello studio di questi processi a partire da giustificazioni di tipo fisico, riconducibili al fenomeno della diffusione anomala (*Bouchaud et al.*, 1990). Per quanto riguarda i materiali porosi, come appunto i terreni, essi hanno una loro naturale struttura frattale, ovvero possiedono una dimensione non intera che dà una misura di quanto sia riempito lo spazio dal materiale stesso. Inoltre le

equazioni di diffusione a derivate frattali e frazionarie sono matematicamente compatibili con le distribuzioni degli spostamenti (leggi a potenza) delle particelle di un fluido all'interno di un sistema poroso. Per dare un'idea l'equazione classica di diffusione è compatibile con il teorema del limite centrale per cui si dovrebbe avere una distribuzione semplicemente di tipo gaussiano. Mentre in generale nei sistemi che presentano diffusione anomala (sub o super-diffusione) si ha una rottura del teorema del limite centrale e i processi di diffusione non seguono una statistica di tipo gaussiano (Levy, 1925, 1954). Inoltre evidenze sperimentali mostrano la correttezza di un approccio di tipo frattale-frazionario per sistemi porosi (Drazer *et al.*, 1999) ed in particolare per l'infiltrazione in terreni non saturi (Pachepsky *et al.*, 2003; Sun *et al.*, 2013). Detto ciò, le equazioni frazionarie e frattali di diffusione, applicabili al contenuto di acqua volumetrico θ come in Sun *et al.* (2013), possono essere espresse rispettivamente dalle seguenti equazioni, dove si trascura il termine di gravità (Rossi *et al.*, 2013),

$$\frac{\partial^\alpha}{\partial t^\alpha} \theta(z, t) = D \frac{\partial^\beta \theta(z, t)}{\partial z^\beta}, \quad \frac{\partial}{\partial t^\alpha} \theta(z, t) = D \frac{\partial}{\partial z^{\beta/2}} \left(\frac{\partial}{\partial z^{\beta/2}} \theta(z, t) \right). \quad (1)$$

In entrambe le equazioni (1), t rappresenta il tempo, z la profondità, α e β sono in generale non interi (per $\alpha=1$ e $\beta=2$ si ottiene l'equazione di diffusione classica in entrambi i casi), mentre la costante di diffusione D ($L^\alpha T^{-\beta}$) assume il significato di coefficiente di diffusione frazionaria nella prima espressione dell'eq.(1) e frattale nella seconda. Considerando la prima espressione si ha sub-diffusione se $2\alpha < \beta$, super-diffusione se $2\alpha > \beta$, mentre nella seconda si ha sub-diffusione se $\alpha < 2\beta/(6-\beta)$ e super-diffusione se $\alpha > 2\beta/(6-\beta)$ come mostrato in Chen *et al.* (2010). La derivata temporale frazionaria descrive effetti di memoria, il laplaciano frazionario descrive la non località del fenomeno, mentre la derivata temporale frattale e il laplaciano frattale descrivono rispettivamente una variazione delle grandezze rispetto a variazioni temporali e spaziali i cui esponenti α e β rappresentano delle caratteristiche legate alla dimensione frattale del sistema in esame, così come anche α e β della prima espressione (Tatom, 1994). Inoltre si nota che esistono delle equivalenze tra classi di equazioni frazionarie e frattali in termini della soluzione fondamentale (Gaussiana strecciata), come per esempio in Pagnini (2012).

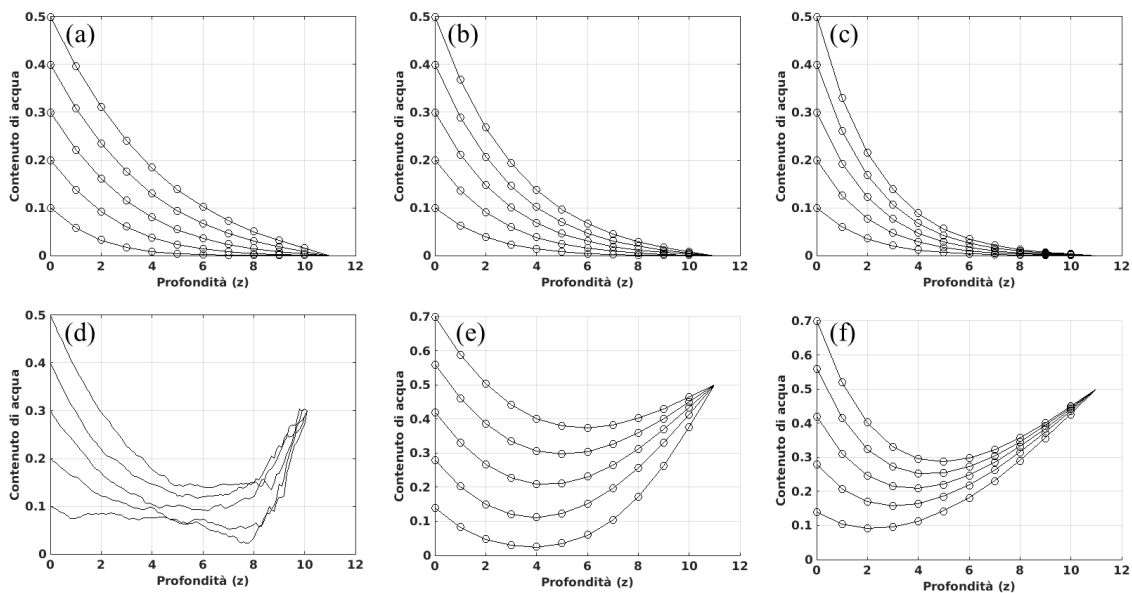


Figura 1. Andamento del contenuto di acqua con la profondità utilizzando l'eq. (2): nel pannello (a) è riportata la soluzione analitica (linea continua) e numerica (cerchi) per D costante, $\delta(z, t)=0$, $a=0.5$, $d=0$, $\alpha=1$ e $\beta=2$; in (b) D costante, $\delta(z, t)=0$, $a=0.5$, $d=0$, $\alpha=1/2$ e $\beta=2$; in (c) D costante, $\delta(z, t)=0$, $a=0.5$, $d=0$, $\alpha=1/3$ e $\beta=2$; in (d) $D=D_0 z^{-\gamma}$ (D_0 e γ costanti), $\delta(z, t) \neq 0$, $a=0.5$, $d=0.3$, $\alpha=1/2$ e $\beta=2$; in (e) D costante, $\delta(z, t)=0$, $a=0.7$, $d=0.5$, $\alpha=1$ e $\beta=2$; in (f) D costante, $\delta(z, t)=0$, $a=0.7$, $d=0.5$, $\alpha=1/3$ e $\beta=2$; in generale si può notare che nei casi sub-diffusivi ($\alpha \neq 1$) la grandezza θ diffonde relativamente meno e quindi assume valori minori rispetto al caso classico.

La prima espressione dell'eq. (1) può essere risolta analiticamente con D costante per diverse condizioni

al contorno come mostrato ad esempio in *Tomovski et al.* (2013). La seconda espressione può essere risolta analiticamente con un cambio di variabili ($t = t^\alpha$, $z = z^{\beta/2}$), come mostrato in *Chen et al.* (2010), trasformandola nell'equazione classica di diffusione. Con un altro cambio di variabili è possibile trovare la soluzione analitica anche con D non costante (*Kumar et al.*, 2010). In generale D dipende direttamente dal contenuto di acqua (*Sun et al.*, 2013), qui, per semplicità si considera D costante o dipendente dalla profondità (*Tadgeran et al.*, 2006). Per l'equazione frattale si sviluppa un metodo di integrazione numerica (schema implicito di Adams-Bashforth-Moulton), sia per integrare il calcolo dell'infiltrazione nel modello discreto di innesco della frana sia per poter considerare una forzante stocastica $\delta(z,t)$, necessaria per modellare l'eterogeneità di un sistema poroso quale il terreno:

$$\frac{\partial}{\partial t^\alpha} \theta(z,t) = D(z) \frac{\partial}{\partial z^{\beta/2}} \left(\frac{\partial}{\partial z^{\beta/2}} \theta(z,t) \right) + \delta(z,t). \quad (2)$$

Si nota che la forma frattale dell'eq. (2) è analoga a quella frazionaria proposta da *Tadgeran et al.* (2006). Per testare l'algoritmo numerico si risolve la seconda espressione dell'eq. (1) tramite il metodo delle serie di Fourier, utilizzando condizioni al contorno non omogenee ($\theta(0,t)=a \cdot t$, $\theta(L,t)=d$, $\theta(z, 0)=0$). La prima condizione al bordo rappresenta la schematizzazione della saturazione progressiva del terreno a partire dal primo strato indotta dalla pioggia, assunta costante nel tempo (a costante); la seconda è la condizione alla profondità L dove si considera il terreno saturo per la presenza di una falda (d costante diversa da zero), oppure in presenza di uno strato roccioso ($d = 0$); infine la terza condizione è quella iniziale di terreno inizialmente asciutto. In figura 1 si riportano alcuni risultati e si nota, come ci si doveva attendere, che nel caso sub-diffusivo θ è minore rispetto al caso classico. Nel nostro schema 3D la pressione interstiziale, che si ricava da $\theta(z)$ del modello diffusivo (si passa a $\theta(x, y, z)$ tramite variazioni stocastiche al variare di x e y), si interpreta come un campo scalare che agisce sulla singola particella. La pressione a sua volta rappresenta l'input del modello di innesco, basato sul criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Una volta che le particelle sono in movimento, si calcola l'andamento temporale delle loro posizioni utilizzando una procedura standard di dinamica molecolare basata sull'algoritmo di Verlet. Inoltre le particelle interagiscono mediante un potenziale simile a quello di Lennard Jones che è imposto a zero per le posizioni di equilibrio iniziali ($t=0$). Infine si tiene conto degli attriti, dell'aumento del peso dovuta all'acqua di infiltrazione e della forza viscosa che agisce sulle particelle in movimento. Per maggiori dettagli si veda *Martelloni et al.* (2012b, 2014).

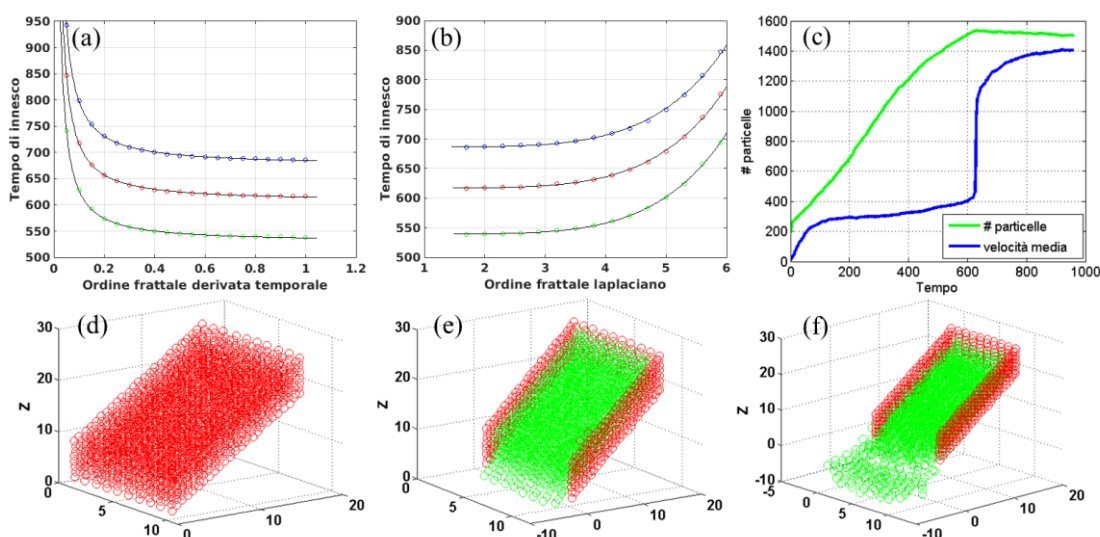


Figura 2. Risultati principali del modello: nel pannello (a) si riporta il tempo di innesco della frana considerando la prima particella in moto al variare dell'ordine frattale della derivata temporale dell'eq. (2) e al variare della pendenza (40° cerchi blu, 50° cerchi rossi 60° cerchi verdi, le linee continue sono fit con leggi a potenza, R-square=0.9998); in (b) come in (a), ma considerando variazioni dell'ordine di derivazione del laplaciano (le linee continue sono fit con leggi a potenza, R-square=0.9996); in (c) si riporta la velocità media della frana e il numero di particelle in moto nel tempo; in (d) la configurazione della frana a $t=0$; in (e) si mostra l'innesco, corrispondente al tratto quasi verticale della velocità; infine in (f) lo stato della frana ad un certo istante successivo.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

In figura 2 si mostrano i risultati principali della nostra investigazione: nel caso sub-diffusivo, al variare dell'ordine di derivazione frattale e della pendenza, il tempo di innesco, considerando la prima particella in moto, viene descritto da leggi a potenza; la velocità media delle particelle ha un andamento tipico delle frane reali, ovvero è possibile individuare una fase di accelerazione (tratto quasi verticale della curva) che corrisponde all'innesco della frana vero e proprio; inoltre dalle simulazioni si possono osservare fratture e zone di distaccamento (figura 2e, 2f). In conclusione con questo tipo di modellazione si propone un approccio alternativo e si ritiene che i primi risultati in questa direzione siano incoraggianti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bouchaud J.P. & Georges A. Anomalous diffusion in disordered media: Statistical mechanisms, models and physical applications, *Physics Reports*, 1990, 195(4-5), 127-293.
- Chen W., Sun H., Zhanga X. & Korosak D. Anomalous diffusion modeling by fractal and fractional derivatives, *Computers and Mathematics with Applications*, 2010, 59, 1754-1758.
- D'Ambrosio D., Di Gregorio S. & Iovine G. Simulating debris flows through a hexagonal cellular automata model: SCIDDICA S_{3hex}, *Natural Hazards and Earth System Science*, 2003, 3(6), 545-559.
- Del Prete M., Guadagno F.M. & Hawkins A.B. Preliminary report on the landslide of 5 May 1998, Campania, Southern Italy, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 1998, 57, 113-129.
- Gariano S.L., Brunetti M.T., Iovine G., Melillo M., Peruccacci S., Terranova O. Vennari C. & Guzzetti F. Calibration and validation of rainfall thresholds for shallow landslide forecasting in Sicily, southern Italy, 2015, 228, 653-665.
- Kumar A., Jaiswal D.K. & Kumar N. Analytical solutions to one-dimensional advection-diffusion equation with variable coefficients in semi-infinite media, *Journal of Hydrology*, 2010, 380, 330-337.
- Martelloni, G., Segoni, S., Fanti, R. & Catani, F. Rainfall thresholds for the forecasting of landslide occurrence at regional scale, *Landslides Journal*, 2012a, 9(4), 485-495.
- Martelloni G., Massaro E. & Bagnoli F. A computational toy model for shallow landslides: molecular dynamics approach. *Communication in Nonlinear Science and Numerical Simulation*, 2012b 18(9), 2479-2492.
- Martelloni G., Segoni S., D. Lagomarsino, Catani F. & Fanti R. Snow Accumulation/Melting Model for integrated use in regional scale landslide early warning systems. *HESS (Hydrology and Earth System Sciences)*, 2013, 17, 1229-1240.
- Martelloni G. & Bagnoli F. Infiltration effects on a two-dimensional molecular dynamics model of landslides, *Natural Hazards*, 2014, 73(1), 37-62.
- Massaro E., Martelloni G. & Bagnoli F. Particle based method for shallow landslides: modeling sliding surface lubrication by rainfall, *CMSIM, International Journal Nonlinear Science*, 2011, 147-158.
- McDougall S. & Hungr O. A model for the analysis of rapid landslide motion across three-dimensional terrain, *Canadian Geotechnical Journal*, 2004 41, 1084-1097.
- Pagnini G. Erdelyi-Kober Fractional diffusion, *Fractional Calculus & Applied Analysis*, 2012, 15(1), 117-127.
- Patra A.K., Bauer A.C., Nichita C.C., Pitman E.B., Sheridan M.F., Bursik M., Rupp B., Webber A., Stinton A., Namikawa L. & Renschler C. Parallel adaptive numerical simulation of dry avalanches over natural terrain, *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 2005, 139, 1-21.
- Potapov A.V., Hunt M.L. & Campbell C.S. Liquid-solid flows using smoothed particle hydrodynamics and discrete element method, *Powder Technology*, 2001, 116:204-213
- Rosi A., Segoni S., Catani F. & Casagli N. Statistical and environmental analyses for the definition of a regional rainfall threshold system for landslide triggering in Tuscany (Italy), *Journal of Geographical Sciences* 2012, 22(4), 617-629.
- Rossi G., Catani F., Leoni L., Segoni S. & Tofani V. HIRESSS: a physically based slope stability simulator for HPC applications, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2013, 13(1), 151-166.
- Segoni S., Leoni L., Benedetti A.I., Catani F., Righini G., Falorni G., Gabellani S., Rudari R., Silvestro F. & Rebora N. Towards a definition of a real-time forecasting network for rainfall induced shallow landslides, *Natural Hazards and Earth System Science*, 2009, 9, 2119-2133.
- Levy P. *Calcul des Probabilités*, Gauthier-Villars, Paris, 1925.
- Levy P. *Theorie de l'addition des variables Aleatoires*, Gauthier-Villars, Paris, 1954.
- Gnedenko B.V. & Kolmogorov A.N. *Limit Distributions for Sums of Random Variables*, Addison-Wesley, Reading, MA, 1954.
- Drazer G. & Zanette D.H. Experimental evidence of power-law trapping-time distributions in porous media, *Physical Review E*, 1999, 60(5).
- Pachepsky Y., Timlin D. & Rawls W. Generalized Richards' equation to simulate water transport in unsaturated soils, *Journal of Hydrology*, 2003, 272, 3-13.
- Sun H.G., Meerschaert M.M., Zhang Y., Zhu J. & Chen W. A fractal Richards' equation to capture the non-Boltzmann scaling of water transport in unsaturated media, *Advances in Water Resources*, 2013, 52, 292-295.
- Tadjeran C., Meerschaert M.M. & Scheffler H.P. A second-order accurate numerical approximation for the fractional diffusion equation, *Journal of Computational Physics*, 2006, 213, 205-213.
- Tatom F.B. The relationship between fractional calculus and fractals, *Fractals*, 1995, 03(01).
- Tomovski Z. & Sandev T. Exact solutions for fractional diffusion equation in a bounded domain with different boundary conditions, *Nonlinear Dynamics*, 2013, 71, 671-683.

INDAGINE SPERIMENTALE SULLA DINAMICA DI CORRENTI GRANULARI A SUPERFICIE LIBERA IN REGIME DI MOTO PERMANENTE

Luca Sarno¹, Luigi Carleo¹ & Maria Nicolina Papa¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Salerno

ASPETTI CHIAVE:

- Correnti granulari secche in moto permanente sono riprodotte sperimentalmente usando un canale di laboratorio in plexiglass a sezione rettangolare. Tre diverse tipologie di fondo sono investigate
- Il fenomeno è studiato per mezzo di telecamere ad alta velocità e opportuna illuminazione LED. L'uso della tecnica PIV ha permesso di ottenere i profili di velocità alla parete e al pelo libero
- Al variare del tipo di fondo i profili di velocità hanno andamenti diversi. In caso di non-slip al fondo si osserva un profilo esponenziale; in caso di slip, il profilo è pressoché lineare

1 INTRODUZIONE

La dinamica dei miscugli granulari, coinvolti in fenomeni gravitativi naturali quali i debris flow e le valanghe di neve e roccia, è argomento ancora non pienamente compreso. In particolare, alcuni aspetti di tali fenomeni, come per esempio la stratificazione reologica, l'isteresi delle resistenze attrittive, l'interazione della corrente con ostacoli e gli effetti del contorno rigido, rappresentano problemi scientifici aperti (e.g. *Armanini et al.*, 2005; *G.D.R. Midi*, 2005; *Forterre & Pouliquen*, 2008). Le indagini sperimentali alla scala di laboratorio permettono la misura delle principali grandezze dinamiche (velocità, sforzi, concentrazione volumetrica, portata massica), coinvolte in una corrente granulare, in condizioni semplificate rispetto ai fenomeni alla scala di campo e, perciò, rappresentano un prezioso strumento per meglio comprendere gli aspetti essenziali della dinamica dei mezzi granulari. Negli ultimi anni, alcune tecniche non invasive, già impiegate in altri campi della meccanica dei fluidi per la misura delle velocità, quali la particle image velocimetry (PIV) e la particle tracking velocimetry (PTV), sono state estese con opportune modifiche ai flussi di materiale granulare (e.g. *Capart et al.*, 2002; *Eckart et al.*, 2003; *Jesuthasan et al.*, 2006). Il presente lavoro sperimentale si propone di analizzare l'effetto di diverse tipologie di fondo (in condizioni sia di *slip* che di *non-slip*) e di diverse condizioni al contorno (portata massica) su una corrente granulare secca in moto permanente. La corrente granulare studiata, composta di particelle sferoidali plastiche, è fatta defluire in un canale di laboratorio a sezione rettangolare. La portata è regolata da monte per mezzo di una luce sottobattente. Due telecamere ad alta velocità sono posizionate in corrispondenza di una sezione trasversale, così da videoregistrare l'esperimento con una frequenza di 1000 fotogrammi al secondo (fps).

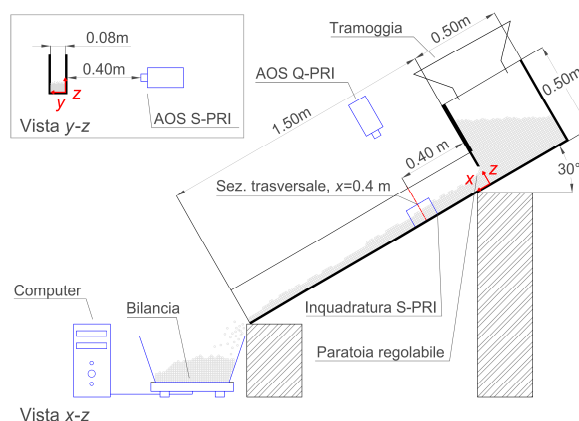


Figura 1. Impianto sperimentale

Grazie al codice Matlab open source, PIVlab, (*Thielicke & Stamhuis*, 2014), che utilizza un algoritmo

PIV multi-step a finestre di interrogazione deformabili, i fotogrammi acquisiti hanno permesso la ricostruzione dei profili di velocità alla parete e al pelo libero. Precedenti comparazioni con altri software PIV commerciali hanno dimostrato l'applicabilità di questo approccio a miscugli di materiale granulare (Sarno *et al.*, 2014a).

2 MATERIALI E METODI

E' stato impiegato un canale di laboratorio in Plexiglas lungo 2m e con sezione rettangolare larga 8cm. La pendenza del canale è posta pari a 30° per tutti gli esperimenti ivi riportati. La parte superiore della canaletta, lunga 50cm e equipaggiata con una tramoggia esterna, è stata usata come serbatoio per il materiale granulare e ha un volume complessivo di circa 40l. Tale serbatoio è connesso alla restante parte del canale attraverso una paratoia di fondo regolabile. Il materiale granulare utilizzato è composto da particelle sferoidali in resina acetlica con diametro medio di 3.3mm e angolo di attrito interno pari a 27° (Sarno *et al.*, 2011). Gli esperimenti sono stati condotti su tre diversi tipi di superficie di fondo, ovvero su una superficie liscia in bachelite, su una superficie rivestita con carta vetrata (scabrezza media di $425\mu\text{m}$) denominata d'ora in avanti "*scabro-abrasivo*" e, infine, su una superficie rivestita di uno strato di particelle granulari (diametro medio 3.3mm) denominata "*scabro-grain*". Diverse aperture della paratoia comprese tra 5cm e 14cm sono state investigate per le varie tipologie di fondo. Una bilancia elettronica, collegata a un PC, è stata posizionata allo sbocco del canale, in modo tale da misurare la massa defluente con una frequenza di 200 Hz. Due telecamere ad alta velocità (mod. AOS S-PRI e mod. AOS Q-PRI), capaci di videoregistrare ad una frequenza di 1000 fotogrammi al secondo, sono state posizionate lateralmente e superiormente al canale, in corrispondenza di una sezione trasversale, posta a 40cm a valle della paratoia. Tali telecamere, equipaggiate da un opportuno sistema di illuminazione LED a luminosità costante, hanno permesso di videoregistrare la corrente. Uno schema dell'impianto sperimentale è riportato in Fig. 1.

Per ogni esperimento circa 30 kg di materiale venivano caricati nel serbatoio di monte. Quindi, si apriva la paratoia, rimuovendo manualmente un otturatore, così da permettere il deflusso verso valle del materiale. La portata di efflusso da una luce sottobattente dipende molto debolmente dal carico nel serbatoio grazie all'effetto arco, esercitato dalle particelle granulari a ridosso della luce (e.g. Savage, 1984). In tutti gli esperimenti è stato, perciò, possibile individuare una finestra temporale intermedia in cui il moto è sensibilmente permanente. Per ogni combinazione di aperture della paratoia e tipologia di fondo, l'esperimento è stato ripetuto 5 volte. La prima ripetizione dell'esperimento veniva videoregistrata integralmente dalla telecamera laterale (a una frequenza ridotta di 100fps). Grazie ai fotogrammi così acquisiti e alle misure di peso della bilancia è stato possibile individuare l'intervallo di moto permanente. In tutte le altre ripetizioni, il solo intervallo temporale di moto permanente è stato videoregistrato da entrambe le telecamere con una frequenza di 1000fps. Si riportano in Fig. 2 i grafici del peso cumulado e dei tiranti nel tempo, per la prova con apertura della paratoia pari a 10cm e fondo liscio.

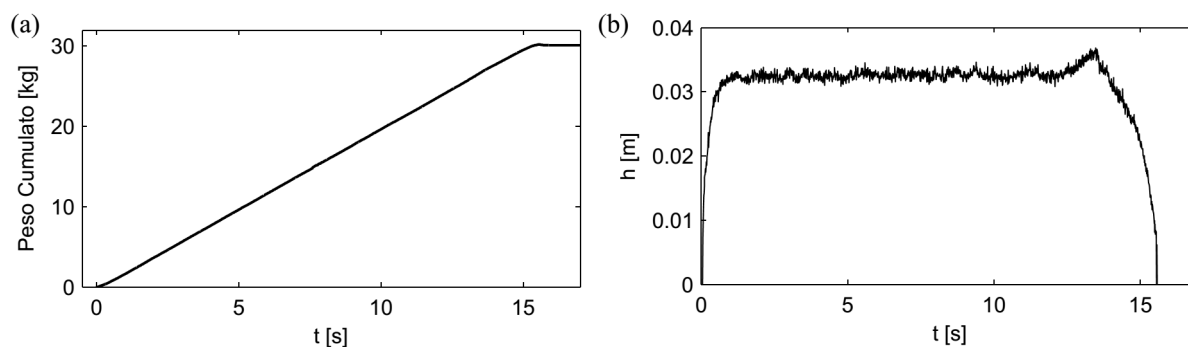


Figura 2. (a) Peso cumulado allo sbocco; (b) Evoluzione tiranti nella sezione di studio ($x=0.40\text{m}$), apertura della paratoia 10cm, fondo liscio.

Come è chiaro da Fig. 2, l'intero flusso dura circa 17s ed è permanente in un ampio intervallo temporale, compreso approssimativamente tra 3s e 10s. Questo andamento è stato verificato anche per le altre aperture.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

I profili di velocità alla parete sono ottenuti utilizzando PIVlab con un'analisi PIV a quadruplo passaggio, in cui sono state scelte finestre di interrogazione quadrate di dimensioni 64, 32, 16 e 8 pixel rispettivamente dal primo all'ultimo step. Considerata l'accuratezza sub-pixel dell'algoritmo implementato in PIVlab (Thielicke & Stamhuis, 2014) e il basso rumore delle immagini garantito dall'illuminazione LED, l'errore massimo delle misure è stimato essere pari a 0.01m/s. La risoluzione spaziale delle misure è di circa 0.8mm. I profili sono stati mediati alla Reynolds su un intervallo di 1s. Si è osservato che le medie temporali sono stabili anche per intervalli temporali più grandi. I profili di velocità ottenuti sono riportati in Fig. 3. Come si può notare, in caso di fondo liscio (Fig. 3a) l'andamento dei profili è pressoché lineare ed è presente uno *slip* in corrispondenza del fondo. A circa un diametro dal fondo si osserva una velocità di deformazione angolare leggermente maggiore. In prossimità del pelo libero, invece, la velocità di deformazione angolare si riduce, diventando pressoché nulla al pelo libero. In condizioni di fondo scabro (Fig. 3b e 3c) i profili presentano, invece, una coda esponenziale nella regione inferiore del campo di moto (*creep flow*), mentre l'andamento resta lineare nello strato superiore (*surface flow*) vicino al pelo libero. Tale comportamento, che è in sostanziale accordo con altri studi sperimentali disponibili in Letteratura (e.g. GDR Midi, 2005; Jop et al., 2005), riflette la presenza di una stratificazione reologica (e.g. Armanini et al., 2005; Sarno et al., 2014b), ovvero l'esistenza di meccanismi di scambio di quantità di moto prevalentemente attritivi nello strato inferiore e attritivo-collisionali nello strato superiore. Si ipotizza che le resistenze alle pareti, che crescono pressoché linearmente con la profondità dal pelo libero, tendano a favorire tale comportamento (e.g. Jop et al., 2005), sebbene ulteriori studi siano necessari per avvalorare tale ipotesi.

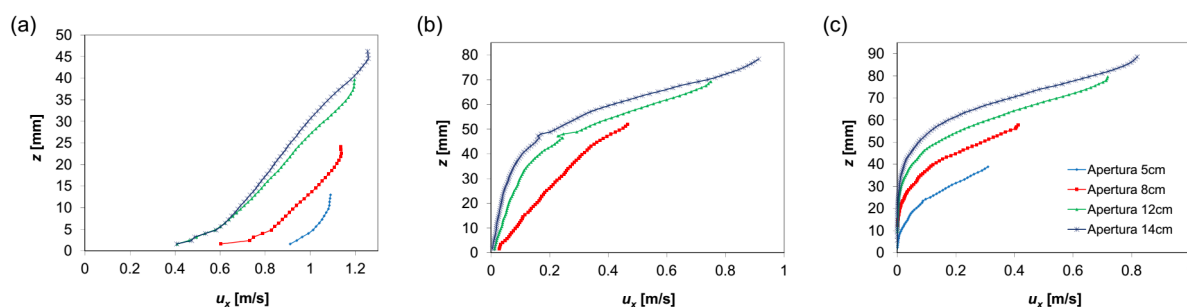


Figura 3. Profili di velocità alla parete mediati su intervalli temporali di 1s: (a) fondo liscio, (b) fondo *scabro-abrasivo*, (c) fondo *scabro-grain*. Le aperture della paratoia investigate sono: 5cm, 8cm, 12cm, 14cm.

In Fig. 4 sono, infine, riportati i diagrammi di velocità al pelo libero. L'analisi PIV è stata eseguita con la stessa risoluzione spaziale dei profili alla parete e, analogamente ai profili alla parete, i diagrammi sono mediati su 1s. Tutti i diagrammi presentano andamenti simmetrici, con massimo in mezzeria e velocità minime alla parete a causa delle resistenze. I diagrammi sono normalizzati rispetto alla velocità massima e rispetto alla larghezza della sezione trasversale, W . E' interessante osservare che, nelle prove a fondo liscio, essi presentano la stessa forma indipendentemente dalla portata massica. Al contrario negli altri esperimenti i profili mostrano maggiori differenze tra velocità in mezzeria e velocità alla parete al diminuire delle portate massiche. Tale fenomeno è dovuto al fatto che a minori portate massiche e quindi minori velocità al pelo libero, corrispondono anche minori velocità di agitazione e, quindi, minori flussi di massa tra la regione di mezzeria più veloce, e quelle più lente in prossimità delle pareti.

4 CONCLUSIONI

In questo lavoro sperimentale, è stato utilizzato il codice open source, PIVlab, per ottenere misure di velocità in una corrente granulare secca in condizioni di moto permanente. Diverse portate massiche e tipologie di fondo sono state investigate. Le misure PIV risultano essere in buon accordo con altre misure disponibili in letteratura (e.g. Capart et al., 2002; Eckart et al., 2003; GDR Midi, 2004). L'andamento dei profili alla parete è notevolmente diverso in condizioni di *slip* e *non-slip* al fondo. In condizioni di *slip*, si osserva un andamento prevalentemente lineare. In condizioni di *non-slip*, invece, si osserva una coda inferiore esponenziale e uno strato superiore in prossimità del pelo libero in cui il profilo è lineare. Ciò

suggerisce la presenza di una stratificazione reologica all'interno del materiale defluente, probabilmente favorita dalla presenza delle pareti laterali. Gli effetti delle resistenze alle pareti sono altresì osservati nelle misure di velocità al pelo libero, che mostrano andamenti simmetrici con velocità massima in mezzzeria. Il rapporto tra le velocità massime e minime al pelo libero diminuisce all'aumentare della portata massica, a causa dei maggiori scambi massici tra regioni a diverse velocità.

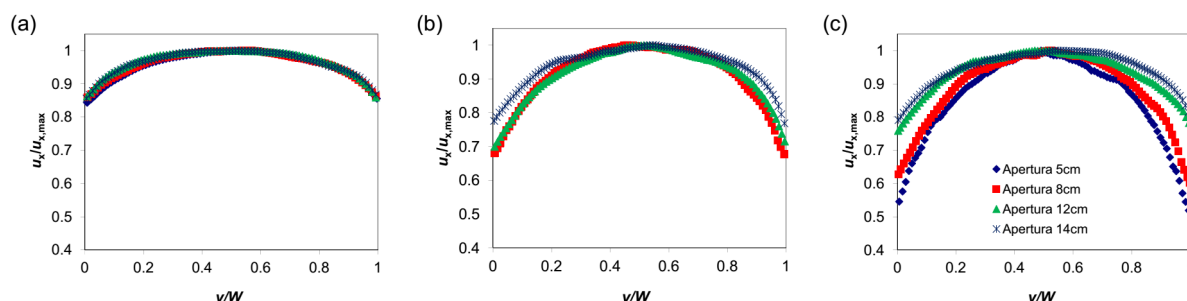


Figura 4. Profili di velocità al pelo libero mediati su un intervalli temporali di 1s: (a) fondo liscio, (b) fondo *scabro-abrasivo*, (c) fondo *scabro-grain*. Le aperture della paratoia investigate sono: 5cm, 8cm, 12cm, 14cm.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare l'ing. Nicola Immediata per il prezioso contributo nella progettazione degli esperimenti e gli ingg. Antonella D'Amico e Michele Palumbo per il supporto all'attività sperimentale.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Armanini, A., Capart, H., Fraccarollo, L., Larcher, M. Rheological stratification in experimental free-surface flows of granular-liquid mixtures. *J. Fluid Mech.*, 532, pp. 269–319, 2005.
- Capart, H., Young, D. L., Zech, Y.. Voronoï imaging methods for the measurement of granular flows. *Exp. Fluids*, 32(1), pp. 121–135, 2002.
- Eckart, W., Gray, J. M. N. T., Hutter, K. Particle Image Velocimetry (PIV) for granular avalanches on inclined planes. In Hutter, K. and Kirchner, N., (Eds.), *Lecture notes in applied and computational mechanics* (Vol. 11), Dynamic, 2003.
- Forterre, Y., Pouliquen, O. Flows of Dense Granular Media. *Ann. Rev. Fluid Mech.*, 40(1), pp. 1–24, 2008
- G D R Midi. On dense granular flows. *The European physical journal. E, Soft matter*, 14(4), pp. 341–65, 2004
- Jesuthasan, N., Baliga, B. R., Savage, S. B. Use of Particle Tracking Velocimetry for Measurements of Granular Flows : Review and Application - Particle Tracking Velocimetry for Granular Flow Measurements. *Kona*, 24, pp. 15–26, 2006.
- Jop, P., Forterre, Y., Pouliquen, O. Crucial role of sidewalls in granular surface flows: consequences for the rheology. *J. Fluid Mech.*, 541, pp. 167–192, 2005.
- Sarno, L., Papa, M. N. & Martino, R. Dam-break flows of dry granular material on gentle slopes. In R. Genevois, D. L. Hamilton, & A. Prestininzi (Eds.), *Proc. of the 5th International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment - Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, pp. 503–512, 2011.
- Sarno, L., Papa, M.N., Tai, Y.-C., Carravetta, A., Martino, R. A reliable PIV approach for measuring velocity profiles of highly sheared granular flows. *Proc. of 7th WSEAS International Conference on Engineering Mechanics, Structures, Engineering Geology (EMESEG '14)*, 3-5 June 2014, Salerno (Italy), 2014a.
- Sarno, L., Carravetta, A., Martino, R., Tai, Y.-C. A two-layer depth averaged approach to describe the regime stratification in collapses of dry granular columns, *Phys. Fluids*, 26, 10330, 2014b.
- Savage, S. B.. The mechanics of rapid granular flows. *Adv. Appl. Mech.*, 24, pp. 289-366, 1984.
- Thielicke, W., Stamhuis, E. PIVlab—Towards user-friendly, affordable and accurate digital particle image velocimetry in MATLAB. *Journal of Open Research Software*, 2(1), 2014.

PREVISIONE DELLE CARATTERISTICHE DINAMICHE DI UNA COLATA DI PROGETTO

Anna Maria Pellegrino¹ & Leonardo Schippa¹

(1) Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Ferrara

ASPETTI CHIAVE

- Esecuzione di analisi previsionali su due siti ad elevato rischio di colata rapida della regione Campania mediante due codici di calcolo, il 2D DAN-W ed il RASH^{3D}, con il modello reologico Voellmy.
- Buona corrispondenza tra le due metodologie e pertinenza del modello reologico Voellmy alla simulazione di colate rapide nell'Appennino campano.
- La previsione delle dinamiche di potenziali eventi franosi è attendibile a patto di impiegare un'adeguata legge reologica per la modellazione della massa franante.

1 PREMESSA

Le coltri piroclastiche dei rilievi dell'Appennino campano sono frequentemente interessate da molteplici e catastrofici eventi di colata rapida, il cui verificarsi è conseguenza di una combinazione occasionale e particolarmente sfavorevole di diverse cause scatenanti (contesto strutturalmente predisposto all'instabilità, oscillazioni climatiche ed attività del substrato vegetale). La valutazione delle caratteristiche dinamiche degli eventi occorsi diventa un aspetto chiave per la definizione di modelli reologici della massa in frana che consentano sia l'interpretazione dei casi storici sia la previsione di quelli potenziali nonché la pianificazione di efficaci misure cautelative (Pellegrino et al., 2015). Scotto di Santolo & Evangelista (2009) hanno condotto analisi a ritroso di 57 casi storici ben documentati di colata rapida avvenuti sui rilievi dell'Appennino campano (Budetta & De Riso, 2004; Di Crescenzo & Santo, 2004), dimostrando che il modello reologico che meglio approssima il comportamento delle colate rapide campane è quello di Voellmy, ed inoltre gli autori hanno calibrato i parametri caratteristici del modello in funzione del percorso di propagazione seguito dalla massa in frana (colate su versante aperto, colate incanalate e colate di tipo misto). Considerando che siti non geograficamente lontani tra di loro e simili in quanto a caratteristiche topografiche e geomorfologiche possano avere simili comportamenti di propagazione, nel presente lavoro i modelli proposti dalla letteratura (Scotto di Santolo & Evangelista, 2009) sono stati adottati per svolgere diverse analisi previsionali su due siti a potenziale rischio di colata rapida della regione Campania. Avendo a disposizione non solo la topografia del sito in esame ma anche il DEM (Digital Elevation Model), sono stati impiegati due codici di calcolo: il DAN-W 2D (Hungr, 1995) ed il RASH^{3D} (Pirulli, 2005), basati entrambi sulla meccanica del continuo e sul concetto di assimilazione della massa franante ad un "fluido equivalente".

2 PREVISIONE ATTRAVERSO L'UTILIZZO DEL CODICE DI CALCOLO 2D DAN-W

Il codice numerico 2D DAN-W (Hungr, 1995) è stato utilizzato con riferimento ad un sito ad alto rischio della regione Campania, sede in passato di fenomeni di colata rapida (Figura 1a), ubicato nel comune di Castellammare di Stabia (Napoli). Per definire le colate di progetto, si è fatto riferimento alla Carta dei Volumi Potenziali del territorio, redatta presso il Dipartimento di Geologia Applicata dell'Università di Napoli "Federico II" (Figura 1b), che indica i siti ad elevato rischio di colata rapida e riporta le possibili zone di innesco e l'entità dei volumi mobilitabili. Nel presente lavoro sono state indagate le aree A2 e B2 (Figura 1b). Considerato l'andamento topografico e i volumi mobilitabili, si è ipotizzato che nell'area A2 le tipologie più probabili di colata potessero essere sia quella incanalata sia quella di tipo misto, quest'ultima con angolo apicale di circa 28° mentre nell'area B2 si è deciso di indagare la possibilità di colata su versante aperto, anche in questo caso con apertura areale di 28° (Di Crescenzo & Santo, 2004). Sono stati analizzati quattro possibili scenari, tre per il sito A2 ed uno per il sito B2, per ognuno dei quali si è ipotizzato il percorso di propagazione (Figura 2a, b, c, d), il volume mobilitato V, la quota del distacco Q, la distanza percorsa L e lo spessore del manto piroclastico S sulla base delle caratteristiche medie delle colate avvenute nel passato (Budetta & De Riso, 2004; Di Crescenzo & Santo, 2004), così come riportato in Tabella 1.

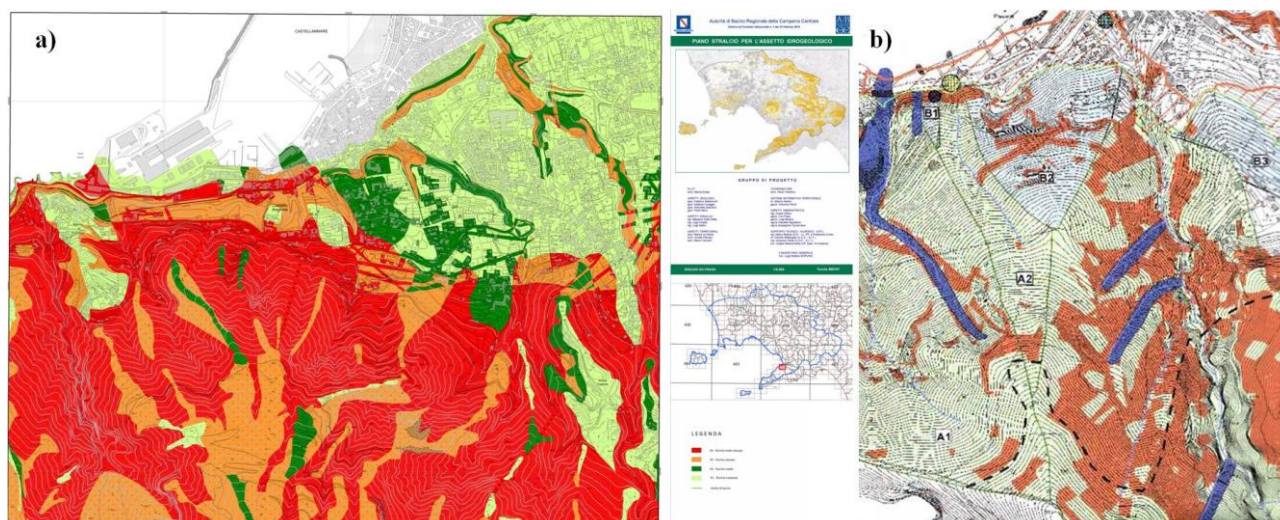


Figura 1. a) Estratto topografico delle zone di rischio frana del comune di Castellamare di Stabia dal Piano stralcio per l'assetto idrogeologico della regione Campania. b) Stralcio topografico del comune di Castellamare di Stabia dalla Carta dei Volumi Potenziali: le zone in colore rosso rappresentano le aree di probabile distacco, quelle in blu i percorsi seguiti dagli eventi di colata rapida verificatisi nel passato sul territorio e la linea rossa rappresenta la zona di massima invasione e di probabile transito delle potenziali colate rapide.

Colata	Percorso	V (m ³)	Q (m)	L (m)	S (m)
A2min	Incanalata	850	300	530	2
A2max	Incanalata	7000	500	830	2
A2max	Mista	7000	500	830	2
B2	Versante aperto	850	180	366	2

Tabella 1. Ipotesi di progetto per i differenti scenari di colata rapida analizzati con il codice 2D DAN-W.

La distanza L è stata assunta pari a quella indicata nella Carta dei Volumi Potenziali come massima zona di invasione (linea rossa in Figura 1b), indagando circa la corrispondenza del modello proposto dalla Carta. Sulla base di quanto riportato da *Scotto di Santolo & Evangelista* (2009), le simulazioni sono state condotte adottando differenti valori dei parametri caratteristici per il modello Voellmy in funzione della tipologia di percorso ipotizzata (coefficiente di turbolenza ξ (m/s²) ed il coefficiente d'attrito μ (-), *Hungr*,1995) come mostrato in Tabella 2. In Figura 2 vengono riportate le ricostruzioni dei profili delle colate di progetto (profilo topografico e larghezza del canale di percorrenza; Figura 2 a, b, c, d) ed i risultati delle analisi condotte in termini di profili di velocità (velocità del fronte e del retro della massa in frana; Figura 2e, f, g, h). Le misurazioni computate con il codice 2D DAN-W sono ulteriormente riassunte in Tabella 2, dove vengono riportati i valori della distanza percorsa ipotizzata (L) e calcolata (L_{DAN}), la velocità massima del fronte di colata v_{MAX} e lo spessore dello strato che si deposita nella zona di presunto arresto della massa S_{DEP} . Le simulazioni svolte con il codice di calcolo 2D DAN-W adottando i criteri sopracitati hanno, innanzitutto, confermato la validità del modello Voellmy a rappresentare gli eventi di colata rapida accaduti sui rilievi campani ed hanno fornito risultati che ben si accordano con le conclusioni derivate dalle analisi a ritroso eseguite da *Scotto di Santolo & Evangelista* (2009) se confrontati con i valori medi registrati per le colate già avvenute nella zona oggetto di studio, sia in termini di distanza percorsa che di velocità massime raggiunte.

Colata	Percorso	ξ (m/s ²)	μ (-)	L (m)	L_{DAN} (m)	v_{MAX} (m/s)	S_{DEP} (m)
A2min	Incanalata	100	0.06	530	477	8.71	0.50
A2max	Incanalata	100	0.06	830	850.23	10	0.50-1.50
A2max	Mista	100	0.03	830	835.15	8.74	0.50-1.50
B2	Versante aperto	100	0.18	366	224	4.86	0.25

Tabella 2. Risultati delle analisi previsionali condotte con il codice 2D DAN-W per le colate di progetto considerate.

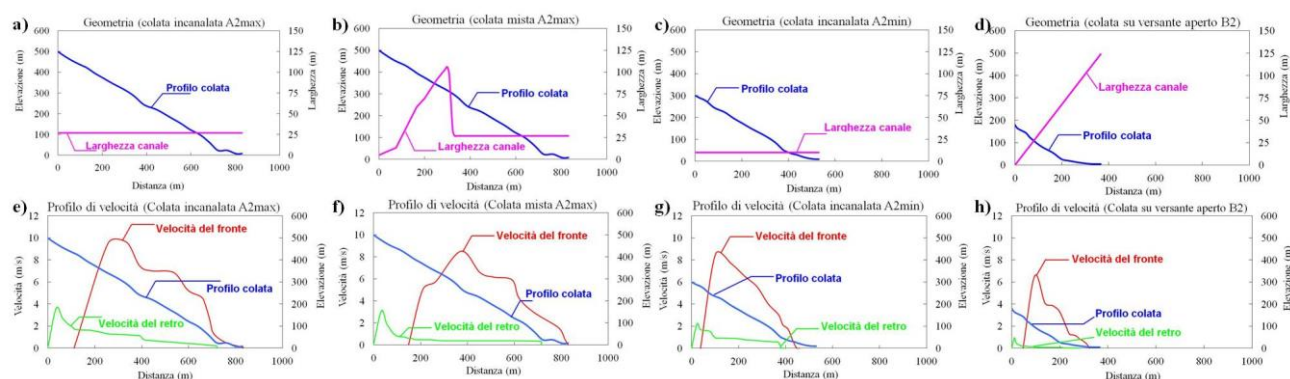


Figura 2 Profilo geometrico e larghezza del canale adottati per la colata a) A2max incanalata b) A2max mista; c) A2min incanalata; d) B2 su versante aperto. Profilo di velocità calcolato con il codice numerico 2D DAN-W per la colata e) A2max incanalata; f) A2max mista; g) A2min incanalata; h) B2 su versante aperto.

3 PREVISIONE ATTRAVERSO L'UTILIZZO DEL CODICE DI CALCOLO RASH^{3D}

Al fine di verificare i risultati ottenuti con il codice 2D DAN-W, si è deciso di analizzare il sito A2 con il codice RASH^{3D} (Pirulli, 2005), il quale permette di indagare la propagazione delle colate sulla reale topografia, senza dover ipotizzare a priori il profilo, la tipologia di cammino seguito dalla colata e quindi la larghezza del canale. In tal modo è possibile simulare i movimenti franosi su reali topografie tridimensionali permettendo, in questo modo, il superamento dei limiti connessi ai modelli bidimensionali. Il sito A2 (Figura 1b)) è stato considerato potenzialmente interessato da due colate come illustrato in Tabella 3. Le simulazioni sono state condotte impiegando il modello reologico di Voellmy, ai cui parametri caratteristici sono stati assegnati i seguenti valori, ossia coefficiente di turbolenza $\xi = 100 \text{ m/s}^2$ e coefficiente di attrito $\mu = 0.1$, secondo quanto riportato in *Scotto di Santolo & Evangelista (2009)*.

Lo svolgimento delle analisi eseguite con il codice RASH^{3D} ha convalidato non solo il percorso ipotizzato di tipo incanalato supposto per l'evento A2min ma anche la distanza percorsa. Infatti la colata A2min si incanala sin dall'inizio mantenendo tale la sua tipologia di cammino e non completa la distanza di probabile transito supposta nella Carta dei Volumi Potenziali, propagando per circa 446 m con una velocità massima del fronte di 6 m/s e con spessori dello strato che si deposita dell'ordine dei 0.2 m. La colata A2max inizialmente propaga su versante aperto e poi si incanala alla quota di 300 m s.l.m., lungo due direzioni differenti, raggiungendo sia la strada sia il mare. Una esigua parte della massa si dirama sulla destra, verso il sito di Pozzano Bivio, dove già in passato si sono verificati eventi di colata rapida, per arrestarsi dopo poco con spessori dello strato che si deposita dell'ordine di 0.2 m. La maggior parte della massa, invece, si incanala lungo la direzione seguita dalla colata A2min giungendo sino al litorale con spessori del deposito dell'ordine di 0.5 - 1.5 m. La distanza percorsa dalla colata è di poco maggiore di 840 m ed è compatibile con il limite di invasione rappresentato dalla linea rossa della Carta dei Volumi Potenziali, mentre la velocità massima raggiunta dal fronte è di 8 m/s. Tali risultati, se confrontati con quelli relativi alle analisi svolte con il DAN-W per il medesimo evento, sottolineano una leggera sovrastima del codice bidimensionale sia riguardo la distanza percorsa e sia riguardo i valori pertinenti la velocità. In generale, però, tale sovrastima risulta accettabile se relazionata al fatto che in entrambi i modelli la massa non propaga sino al limite designato dalla Carta dei Volumi. Gli esiti delle analisi condotte con il codice RASH^{3D} ed il confronto con quelle condotte con il codice 2D DAN-W sono rappresentati in Figura 3 dove è possibile osservare il percorso seguito dalla colata e lo spessore del deposito in ogni fase della propagazione.

Colata	V (m ³)	Q (m)	S (m)
A2min	850	300	2
A2max	7000	500	2

Tabella 3. Ipotesi di progetto per i differenti scenari di colata rapida analizzati con il codice RASH^{3D}.

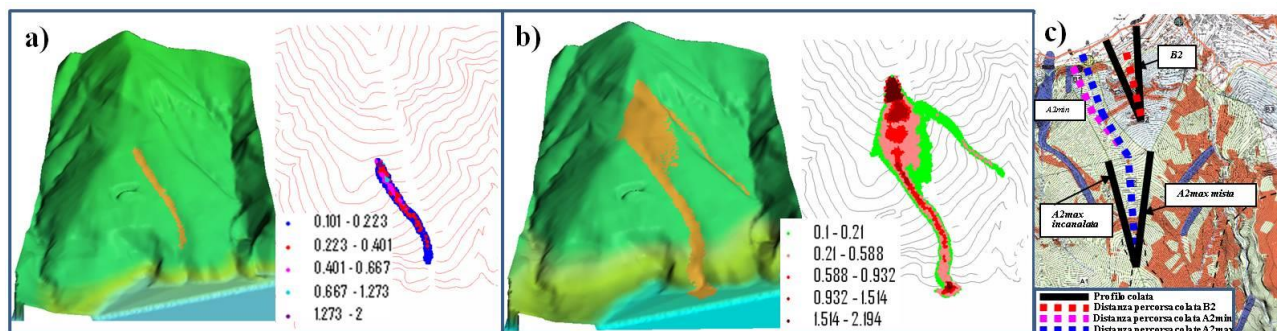


Figura 3 Risultati analisi previsionali con il codice RASH^{3D}: a) vista 3D del percorso seguito dalla colata e planimetria con dettaglio degli spessori depositati per il caso A2min; b) vista 3D del percorso seguito dalla colata e planimetria con dettaglio degli spessori depositati per il caso A2max. Risultati analisi previsionali con il codice 2D DAN-W: c) Profilo geometrico e distanza percorsa calcolata delle colate di progetto A2max incanalata, A2max mista, A2min incanalata e B2 su versante aperto.

4 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono state condotte analisi previsionali con riguardo al possibile verificarsi di eventi di colata rapida su un sito ad alto rischio frana della regione Campania mediante due codici di calcolo: il codice 2D DAN-W e il codice RASH^{3D}. I risultati di previsione ottenuti sono stati confrontanti riguardo la tipologia di propagazione (colate su versante aperto, miste ed incanalate); la distanza di massima invasione (L); la velocità massima (v_{MAX}) e l'entità degli spessori dello strato che si deposita (S_{DEP}). Si è riscontrata una buona corrispondenza tra le due metodologie adottate e la pertinenza del modello reologico Voellmy alla simulazione di tali eventi (Scotto di Santolo & Evangelista, 2009).

L'unica incertezza è legata alla fase ultima di propagazione in presenza dello sbocco a mare per la colata A2. Diversamente dalle previsioni bidimensionali, per le quali la geometria del canale e, quindi, la zona di massima invasione della colata, è un dato assegnato a priori, nelle simulazioni tridimensionali non è possibile stabilire con certezza dove il flusso si arresti, dato che la massa sembra propagare anche dopo l'ingresso in mare, sebbene le velocità e gli spessori del flusso registrati siano di modesta entità. Come ampiamente discusso in molti lavori precedenti riferiti a diverse colate rapide che hanno interessato la zona di interesse (Calcaterra & Santo, 2004; Pellegrino *et al.*, 2015), le condizioni geografiche a cui la fenomenologia si ascrive sono particolarmente sfavorevoli ed il superamento da parte del flusso detritico della linea di massima invasione un dato assolutamente rilevante per la definizione di opportune strategie di protezione del territorio. Si ritiene, pertanto, che, qualora si possano formulare ipotesi verosimili circa la tipologia di percorso, la sezione trasversale e la zona di innesco di un potenziale evento di colata rapida, i caratteri dinamici di possibili eventi franosi siano analizzabili anche mediante una modellazione bidimensionale a patto che venga utilizzato un adeguato modello reologico per la massa in frana (Pellegrino *et al.*, 2015).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Budetta, P. & De Riso, R. The mobility of some debris flows in pyroclastic deposits of the northwestern Campanian region (southern Italy). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2004, 63, 293-302.
- Calcaterra, D. & Santo, A. The January 10, 1997 Pozzano landslide, Sorrento Peninsula, Italy, *Engineering Geology*, 2004, 75, 181-200.
- Di Crescenzo, G. & Santo, A. Debris slides-rapid earth flows in the carbonate massifs of the Campania region (southern Italy): morphometric data for evaluating triggering susceptibility, *Geomorphology*, 2004, 66, 255-276.
- Hungr, O. A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows and avalanches, *Canadian Geotechnical Journal*, 1995, 32, 610-623.
- Pirulli, M. Numerical modelling of landslide runout A continuum mechanics approach, Ph.D. dissertation, The University of Torino, Italy, 2005.
- Pellegrino, A. M., Scotto di Santolo, A. & Schippa, L. An integrated procedure to evaluate rheological parameters to model debris flows, *Engineering Geology*, 2015, 196, 88-98.
- Scotto di Santolo, A. & Evangelista, A. Some observations on the prediction of the dynamic parameters of debris flows in pyroclastic deposits in the Campania region of Italy, *Natural Hazards*, 2009, 50, 605-622.

TEMPO DI RITORNO DELL'INNESCO DI FRANE SUPERFICIALI: LIMITI LEGATI ALL'USO DELLE CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA

David J. Peres¹ & Antonino Cancelliere²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università di Catania, djperes@dica.unict.it; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università di Catania, acance@dica.unict.it;

ASPETTI CHIAVE

- Vengono analizzati, attraverso un approccio Montecarlo, alcuni limiti legati all'uso delle curve di probabilità pluviometrica nella stima del tempo di ritorno dell'innescio di frane
- Sia la variabilità di piccola scala temporale dell'intensità di precipitazione che quella delle condizioni iniziali possono influire in modo significativo sulla stima del tempo di ritorno delle frane
- L'uso delle curve di probabilità pluviometrica comporta in generale una significativa sovrastima del tempo di ritorno, e quindi a valutazioni non cautelative della pericolosità da frana

1 INTRODUZIONE

La valutazione della pericolosità da frana è importante per la mappatura e la mitigazione del rischio da frana. La pericolosità di frana può essere espressa in modo quantitativo come tempo di ritorno d'innescio, ovvero il valore atteso del tempo di interarrivo tra due eventi franosi successivi. In numerosi lavori (*Borga et al.*, 2002; *D'Odorico et al.*, 2005; *Rosso et al.*, 2006; *Salciarini et al.*, 2008; *Tarolli et al.*, 2011; *Lanni et al.*, 2012; *Schilirò et al.*, 2015) il tempo di ritorno dell'innescio di frana è stimato combinando un modello di soglia pluviometrica di innescio derivato da un modello fisicamente basato con le curve di probabilità pluviometrica. Fra le semplificazioni generalmente presenti in tale metodologia vi sono: i) l'assunzione di eventi pluviometrici di intensità costante e non variabile, ii) l'adozione di condizioni iniziali fissate, senza tener conto della loro probabilità di accadimento. Obiettivo del lavoro è di valutare attraverso l'uso della simulazione Montecarlo, i potenziali errori nella stima del tempo di ritorno legati alle semplificazioni di cui sopra. In particolare, il metodo Montecarlo consiste nell'accoppiamento di un modello stocastico di generazione delle precipitazioni alla scala oraria con un modello idrologico-geotecnico di frana superficiale; il tempo di ritorno viene quindi valutato come la media del tempo di interarrivo del raggiungimento di un carico di pressione interstiziale critico, calcolato su una serie generata sufficientemente lunga. Peculiarità del modello utilizzato è il tenere conto della variabilità delle condizioni iniziali, che sono determinate dalla storia pregressa della precipitazione e quindi hanno carattere aleatorio. I risultati ottenuti sono confrontati con quelli relativi al metodo tradizionale, applicato in due modalità: predittiva (valutazione *a priori*) e di verifica (valutazione *a posteriori*).

2 METODOLOGIA

La simulazione Montecarlo consente di includere la variabilità delle condizioni iniziali e dell'intensità di precipitazione intra-evento. Nel presente lavoro la simulazione Montecarlo è composta dalla seguente catena modellistica (per ulteriori dettagli si veda *Peres & Cancelliere* (2014)):

1. Il modello a pulsanti rettangolari Neyman-Scott (NSRP) per la generazione di sequenze di precipitazione oraria (v., e.g., *Salas*, 1993). Con apposito criterio, vengono isolati gli eventi pluviometrici dalla serie continua;
2. Il modello TRIGRS v.2 (*Baum et al.*, 2010) per la simulazione della risposta idrologica del pendio durante gli eventi di precipitazione, basato sulla seguente versione dell'equazione di infiltrazione verticale di Richards:

$$\frac{\alpha_1(\theta_s - \theta_r)}{K_s} \frac{\partial K}{\partial t} = \frac{\partial^2 K}{\partial Z^2} - \alpha_1 \frac{\partial K}{\partial Z} \quad (1)$$

in cui K_s è la permeabilità a saturazione, θ_s è il contenuto idrico a saturazione del suolo e θ_r quello residuo, $\alpha_1 = \alpha \cos^2 \delta$, con α parametro caratteristico del suolo. K è la permeabilità,

funzione del carico di pressione ψ , Z è la generica profondità misurata lungo la verticale e t è il tempo;

- Un modello di serbatoio lineare per il calcolo della diminuzione del carico di pressione che si ha nell'interarrivo tra un evento di pioggia e il successivo. In particolare, il modello consente il calcolo del carico di pressione all'istante d'inizio $t_{b,i}$ dell' i -esimo evento pluviometrico attraverso la seguente formula:

$$\psi(t_{b,i}, d_{LZ}) = \psi(t_{f,i-1}, d_{LZ}) \exp \left(-\frac{\Delta t_i}{K_s \sin \delta} \right) \quad (2)$$

nella quale $t_{f,i}$ è l'istante di fine dell' i -esimo evento di pioggia, Δt_i è l'interarrivo asciutto precedente l' i -esimo evento di pioggia e a è l'area drenata specifica (rimanenti simboli già definiti).

- Un modello di pendio indefinito per il calcolo del fattore di sicurezza relativo alla stabilità, il quale permette di determinare il carico di pressione critico ψ_{CR} , in funzione della coesione efficace c' , dell'angolo di attrito ϕ' , della pendenza del terreno δ , del peso dell'unità di volume di terreno γ_s , e della profondità verticale della zona permeabile d_{LZ} .

Una volta generata una serie sintetica sufficientemente lunga di dati di pioggia e carico di pressione, il tempo di ritorno di innesco (indicato con T_R) è calcolato come media del tempo di interarrivo tra due successivi superamenti del valore critico del carico di pressione ψ_{CR} .

La metodologia tradizionale consiste nell'accoppiamento delle curve di probabilità pluviometrica con la soglia di innesco fornita dal modello utilizzato (nel caso in esame TRIGRS v.2). Al fine di confrontare in maniera appropriata le due metodologie, Montecarlo e tradizionale, in quest'ultima le curve di probabilità pluviometrica sono state ricavate attraverso l'analisi dei massimi annuali calcolati dal modello di generazione stocastica delle precipitazioni. Le curve di probabilità pluviometrica sono state determinate sfruttando l'ipotesi di scaling semplice (Burlando & Rosso, 1996) nel range di durate d'interesse. Ai massimi annuali normalizzati rispetto alle proprie medie è stata adattata la distribuzione GEV (Generalized Extreme Value), in accordo con la maggior parte dei lavori citati nell'introduzione. La soglia di innesco da combinare con le curve di probabilità pluviometrica è stata ricavata numericamente dal modello TRIGRS v.2, considerando ietogrammi rettangolari e condizioni iniziali prefissate (ovvero non legate alla storia pregressa della precipitazione). Il tempo di ritorno relativo alla metodologia tradizionale nella modalità predittiva, T_{R0} , è quello corrispondente alla curva di probabilità pluviometrica tangente alla soglia di innesco.

La modalità di applicazione a posteriori della metodologia tradizionale, che viene comunemente impiegata per calcolare il tempo di ritorno di eventi di frana passati, consiste nel calcolare il tempo di ritorno dell'innesco coincidente con quello della curva di probabilità pluviometrica passante per la coppia intensità - durata critica. In particolare, al fine di valutare il massimo errore di valutazione del tempo di ritorno, il valore T_R viene confrontato con il minimo del tempo di ritorno associato all'intero insieme di coppie intensità-durata critica generati attraverso la simulazione Montecarlo (indicato nel seguito con T_{R2}).

3 RISULTATI

Facendo riferimento ai dati della tabella 1, relativi a bacini nell'area dei Monti Peloritani in Sicilia, sono stati ricavati i tempi di ritorno di innesco con le metodologie Montecarlo e tradizionale. Relativamente al primo metodo ci si è limitati ad una lunghezza delle simulazioni pari a 1000 anni, che può in genere ritenersi adeguata per stimare tempi di ritorno $T_R \leq 100$ anni. È stata assunta una relazione $d_{LZ} = \exp(-0.07 \delta)$ tra profondità del suolo e la pendenza (DeRose, 1996).

ϕ' [°]	c' [kPa]	γ_s [N/m ³]	θ_s [-]	θ_r [-]	K_s [m/s]	α [1/m]	D_0 [m ² /s]
39	4	19000	0.35	0.045	2×10^{-5}	3.5	5×10^{-5}

Tabella 1. Caratteristiche idrologiche e geotecniche del suolo relativi a bacini nei Monti Peloritani.

In figura 1 sono riportati alcuni grafici utili a mettere in evidenza le differenze tra i valori stimati del tempo di ritorno stimati con il metodo tradizionale e quelli di riferimento ricavati con il metodo Montecarlo. In particolare i punti nei grafici rappresentano le coppie intensità-durata critica della precipitazione relative ad eventi di frana sintetici, mentre la curva continua rappresenta la soglia pluviometrica “deterministica” ottenuta dal modello TRIGRS v.2 per ietogrammi costanti e condizioni iniziali prefissate $\psi(t=0, Z=d_{LZ}) = 0$; la linea tratteggiata è la curva di probabilità pluviometrica tangente alla soglia deterministica, alla quale corrisponde il tempo di ritorno T_{R0} della metodologia tradizionale nella modalità “predittiva”. All’interno dei grafici è altresì riportato il tempo di ritorno minimo della metodologia tradizionale nella modalità “a posteriori” T_{R2} .

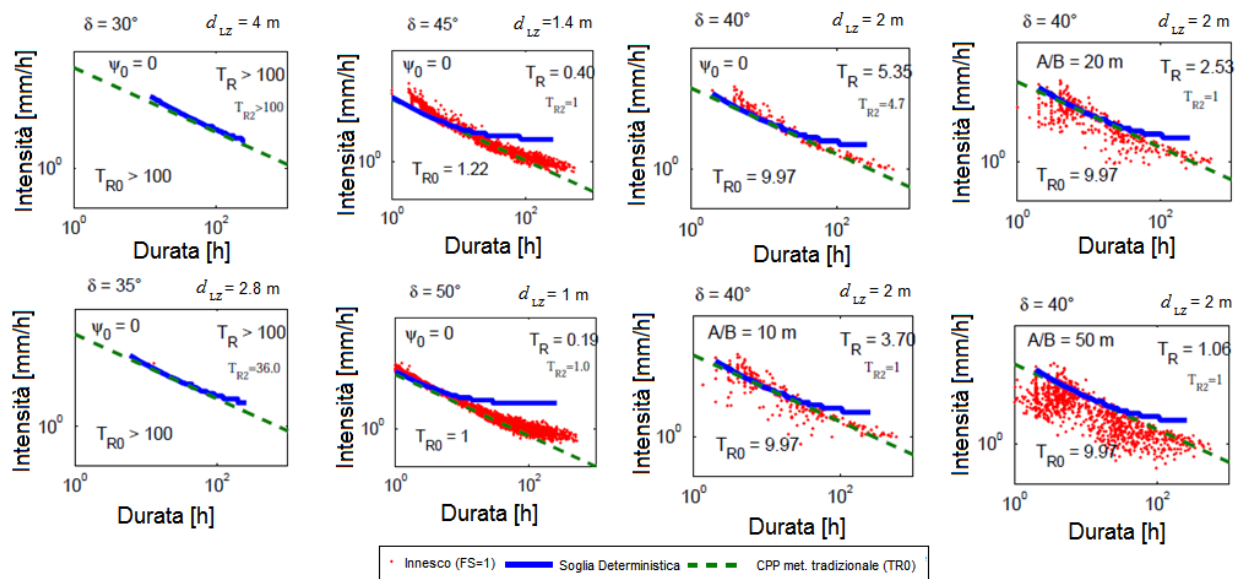


Figura 1. Calcolo del tempo di ritorno dell'innescio di frane superficiali: confronto della metodologia tradizionale nelle modalità predittiva (T_{R0}) e a posteriori (T_{R2}), con i risultati del metodo Montecarlo (T_R), per diverse caratteristiche del pendio.

I grafici contrassegnati con $\psi_0 = 0$, relativi al caso in cui all’inizio di ciascun evento pluviometrico sintetico la condizione iniziale è prefissata, $\psi(t=0, Z=d_{LZ}) = 0$, permettono di isolare l'effetto della variabilità dell'intensità di precipitazione all'interno degli eventi di pioggia. Dai grafici si evince come l'uso di ietogrammi rettangolari (metodo tradizionale) dia luogo a tempi di ritorno T_{R0} generalmente maggiori di quelli più accurati forniti dal metodo Montecarlo, con un rapporto T_{R0}/T_R che raggiunge anche 2 ($\delta = 40^\circ$, in cui $T_R = 5.35$ e $T_{R0} = 9.97$ anni). I grafici corrispondenti invece ad $a = 10$ m, 20 m e 50 m sono relativi al caso in cui vi sono delle condizioni iniziali variabili (il cui peso aumenta con a), e i risultati includono quindi entrambi gli effetti della variabilità dell'intensità durante gli eventi di pioggia e delle condizioni iniziali. Si può osservare come il rapporto T_{R0}/T_R aumenti rispetto al caso $\psi_0 = 0$, fino ad arrivare anche al valore 10. Si evince quindi che fissare a priori le condizioni iniziali può dare luogo a stime significativamente non cautelative del tempo di ritorno di innescio.

Relativamente alla modalità "a posteriori" della metodologia tradizionale (valore T_{R2}), dai risultati ottenuti si evince che la stima del tempo di ritorno dell'innescio di un evento di franoso osservato non può essere effettuata considerando il solo evento pluviometrico innescante, in quanto il valore T_{R2} può essere arbitrariamente minore del valore corretto T_R . Sarebbe più appropriato parlare di evento pluviometrico concomitante all'innescio, in quanto l'innescio è generalmente legato anche alla storia pregressa della precipitazione. Ne consegue che ai fini di una corretta identificazione del tempo di ritorno dell'innescio sarebbe necessario condurre un'analisi probabilistica combinata dell'evento concomitante all'innescio con le piogge antecedenti.

Al fine di corroborare i risultati messi in evidenza dall'analisi della figura 1, è stata condotta un'analisi di sensitività facendo variare diverse caratteristiche del suolo, i cui risultati sono mostrati nella figura 2. I grafici riportano in ascissa il grado di saturazione critico $\zeta_{CR} = \psi_{CR}/(d_{LZ} \cos^2 \delta)$, che per un dato pendio è

rappresentativo delle condizioni naturali di stabilità. Dalla figura 2 si evince che l'utilizzo della metodologia tradizionale comporta una sottostima sistematica del tempo di ritorno di frana, e che l'errore di stima cresce al diminuire della profondità d_{LZ} e, ovviamente, al crescere di a .

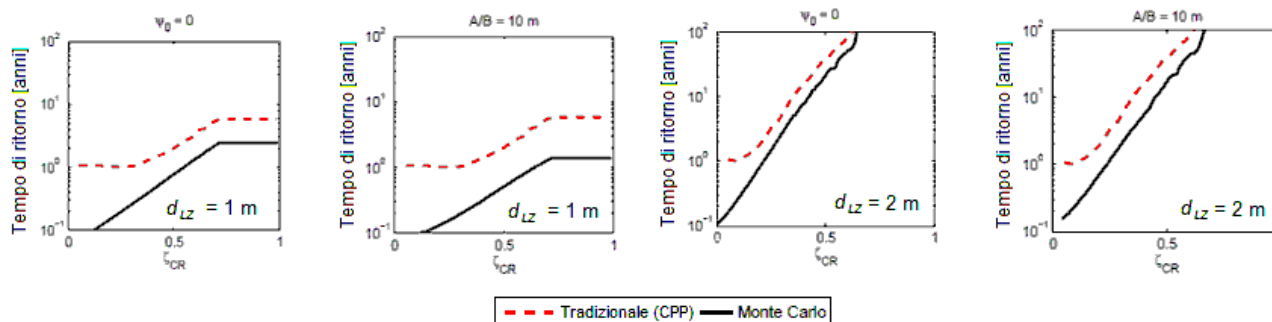


Figura 2. Confronto tra i tempi di ritorno ottenuti con il metodo tradizionale e il metodo Montecarlo; analisi di sensitività rispetto alla profondità d_{LZ} e al grado di saturazione critico ζ_{CR} .

4 CONCLUSIONI

Il presente lavoro ha avuto come obiettivo l'applicazione della simulazione Montecarlo per la stima del tempo di ritorno di innesco di frane superficiali, al fine di mettere in luce alcuni limiti della metodologia oramai consolidata per la stima del tempo di ritorno delle frane, basata sull'uso delle curve di probabilità pluviometrica. In particolare è stata analizzata l'influenza sulla stima del tempo di ritorno della variabilità di piccola scala delle precipitazioni e delle condizioni iniziali, determinate sulla base della storia delle precipitazioni antecedenti. Dai risultati ottenuti si può concludere che trascurare la variabilità di piccola scala delle precipitazioni può comportare una sovrastima del tempo di ritorno fino a un fattore pari a due, mentre l'assunzione di un carico di pressione nullo alla base dello strato permeabile di suolo (e.g. *Salciarini et al.*, 2008; *Rosso et al.*, 2006), può portare a stime errate di un ordine di grandezza per eccesso. Ne consegue che il metodo tradizionale, sebbene di semplice applicabilità, può dar luogo a stime significativamente non cautelative del tempo di ritorno, consentendo al più valutazioni di massima della pericolosità di frana.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Baum, R.L., Godt, J.W. & Savage, W.Z. Estimating the timing and location of shallow rainfall-induced landslides using a model for transient, unsaturated infiltration, *Journal of Geophysical Research*, 2010, 115, F03013.
- Borga, M., Dalla Fontana, G. & Cazorzi, F. Analysis of topographic and climatic control on rainfall-triggered shallow landsliding using a quasi-dynamic wetness index. *Journal of Hydrology*, 2002, 268 (1-4), 56–71.
- Burlando, P. & Rosso, R.. Scaling and multiscaling models of depth duration-frequency curves for storm precipitation, *Journal of Hydrology*, 1996, 187 (1-2), 45–64.
- D'Odorico, P., Fagherazzi, S. & Rigon, R. Potential for landsliding: Dependence on hyetograph characteristics, *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 2005, 110 (F1).
- DeRose, R.C. Relationships between slope morphology, regolith depth, and the incidence of shallow landslides in eastern Taranaki hill country. *Z. Geomorphol.* 1996, 105, 49–60.
- Lanni, C., Borga, M., Rigon, R. & Tarolli, P. Modelling shallow landslide susceptibility by means of a subsurface flow path connectivity index and estimates of soil depth spatial distribution. *Hydrology and Earth System Sciences*, 2012, 16(11), 3959–3971.
- Peres, D.J. & Cancelliere, A. Derivation and evaluation of landslide-triggering thresholds by a Monte Carlo approach, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2014, 18(12), 4913–4931.
- Rosso, R., Rulli, M.C. & Vannucchi, G.A physically based model for the hydrologic control on shallow landsliding, *Water Resources Research*, 2006, 42 (6), 1–16.
- Salas, J.D. Analysis and Modeling of Hydrologic Time Series. McGraw-Hill, Ch. 19, *Handbook of Hydrology*, 1993
- Salciarini, D., Godt, J. W., Savage, W. Z., Baum, R. L. & Conversini, P., 2008. Modeling landslide recurrence in Seattle, Washington, USA. *Engineering Geology* 102 (3-4), 227–237.
- Tarolli, P., Borga, M., Chang, K.-T., Chiang, S.-H. Modeling shallow landsliding susceptibility by incorporating heavy rainfall statistical properties. *Geomorphology*, 2011, 133 (3-4), 199–211.
- Schilirò, L., Esposito, C., Scarascia Mugnozza, G. Evaluation of shallow landslide-triggering scenarios through a physically based approach: an example of application in the Southern Messina area (Northeastern Sicily, Italy). *Natural Hazards and Earth System Science*, 2015, 15(9), 2091–2109.

SENSITIVITY ANALYSIS OF THE HYDROLOGICAL RESPONSE OF A SLOPE WITH SHALLOW PYROCLASTIC COVER

Roberto Greco¹, Luca Comegna¹, Emilia Damiano¹, Andrea Guida¹, Lucio Olivares¹ & Luciano Picarelli¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Design, Edilizia e Ambiente, Seconda Università degli Studi di Napoli, via Roma 9, 81031 Aversa (CE), Italy

KEY POINTS

- In the shallow pyroclastic-covered slopes of Campania, landslides are more likely triggered by short and intense storms, rather than by long-lasting rainfall
- This is related with the capability of the cover to quickly drain the infiltrated water, which can be hampered only by a very low permeability of the soil-bedrock interface
- A high saturated hydraulic conductivity coupled with low permeability of the soil-bedrock interface favors landslide triggering, as water easily infiltrates but it is not quickly drained out of the slope

1 INTRODUCTION

Large mountainous areas surrounding the city of Naples are characterized by slopes covered with few meters of loose pyroclastic materials lying upon a fractured limestone bedrock. The covers are typically constituted by alternating layers of ashes (silty sands, with porosity between 0.7 and 0.75) and pumices (sandy gravels), which in some cases have been subjected to weathering and/or erosion. At the soil-bedrock interface, sometimes a layer of altered ashes is found, characterized by finer texture (in some cases, the clay content reaches 30% in weight) and a porosity around 0.6 (Damiano *et al.*, 2012; Cascini *et al.*, 2013; Sorbino & Nicotera, 2013). The equilibrium of the steepest slopes, with inclination angles larger than the friction angle of the ashes (usually around 38°) is ensured, in unsaturated conditions, by the contribution to shear strength offered by soil suction. Wetting of the soil during rainfall infiltration may therefore trigger shallow landslides, sometimes developing in form of fast and destructive flows of mud and debris.

Since the deadly slides of Sarno (May 1998) and Cervinara (December 1999), the hydrologic and geotechnical behavior of the pyroclastic covers of Campania have been deeply studied, and various modeling approaches have been proposed to explain possible triggering mechanisms. Some authors suggested that unsaturated coarse-textured layers, often observed owing to the presence of layers of pumices within the pyroclastic cover profile, can act as a capillary barriers, delaying or even impeding the advancement of the infiltration front, and confining infiltrating water in the uppermost part of the soil cover, until the attainment of failure conditions. This triggering mechanism explains the cases in which landslides involve only the shallowest part of the soil cover, with the failure surface located at the interface between ashes and pumices (Pagano *et al.*, 2010; Mancarella *et al.*, 2012, Damiano *et al.*, 2015). In many cases, however, the observed landslides affect the entire soil cover, leaving uncovered the soil-bedrock interface or the layer of altered ashes. In such case, the use of simplified models considering a homogeneous soil cover with effective hydraulic properties has been suggested (Greco *et al.*, 2013). Some authors supposed that the attainment of triggering conditions at the bottom of the soil cover may be favored by the low hydraulic conductivity of the altered ashes, impeding water leakage through the soil-bedrock interface (Olivares & Picarelli, 2003). Conversely, others suggested that soil wetting at the bottom of the cover may be caused by temporary springs at the soil-bedrock interface (Cascini *et al.*, 2008), or to the raising of water level of ephemeral aquifers in fractured limestone (Petrella *et al.*, 2009; Greco *et al.*, 2014). Therefore, identifying effective hydraulic properties for the soil cover is not enough for the development of reliable hydrological models of slopes with shallow pyroclastic covers, but also properly setting the hydraulic boundary condition at the soil-bedrock interface is required. The soil-bedrock interface, in fact, is the boundary through which the shallow slope cover interacts with the hydrological processes occurring at the watershed scale, usually slower than fast infiltration/drainage processes taking place in the slope cover.

In this preliminary study, a sensitivity analysis has been carried out for the slope of Cervinara, around 40km northeast of Naples (Italy), aiming at quantifying the effects on the hydrological response of a slope to precipitations, of some factors, related either to the hydraulic properties of the soil cover or to the

permeability of the soil bedrock interface. For the sake of simplicity, the analysis is carried out with a 1-D infiltration model, based on the Richards' equation written for a single homogeneous soil layer.

2 THE SLOPE OF CERVINARA

The slope of Cervinara is mantled by pyroclastic deposits, consisting of an alternation of loose volcanic ashes and pumices, with very high porosity, between 0.65 and 0.75, with an average thickness of around 2.5m, laying upon a fractured limestone bedrock. The slope is covered with chestnut woods, and it is characterized by an inclination angle around 40°, and in the night between 15th and 16th December 1999, along the northeast slope of Mount Cornito, a flowslide was triggered after a rain event during which more than 300mm of rain fell in less than 48 hours. A view of the slope where the landslide occurred is given in Figure 1, together with an example of the layered soil cover observed along the slope. The main physical properties of the soils constituting the various layers of the profile are given in Table 1.

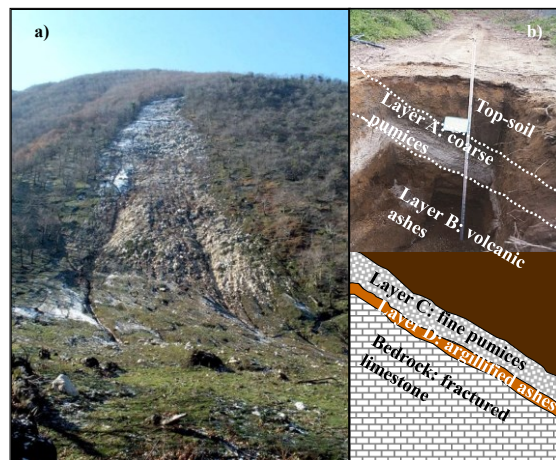


Figure 1. Slope of Cervinara: (a) front view of the northeast slope of Mount Cornito with the trace of the landslide of December 1999; (b) example of the layered pyroclastic profile observed at the slope.

Layer	Material	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ_s (kNm ⁻³)	n	k_{sat} (ms ⁻¹)
A	coarse pumices	0	45	23	50-55	
B	volcanic ashes	0	38	26.5	68-75	2×10^{-6} - 5×10^{-7}
C	fine pumices	0	40	26	50-70	1×10^{-6} - 6×10^{-6}
D	altered ashes	2	35	26.5	60	

Table 1. Main physical properties of the soils constituting the cover: c' is the effective cohesion; ϕ' the effective friction angle; γ_s the specific unit weight; k_{sat} the saturated hydraulic conductivity; n the porosity.

3 THE HYDROLOGICAL AND GEOTECHNICAL MODEL

The sensitivity analysis has been carried out with a simplified hydrological and geotechnical mathematical model. The regular shape of the slope and the nearly constant thickness of the cover allow the adoption of the infinite slope hypothesis. A further simplification is introduced by considering a single soil layer of homogeneous characteristics. Such a simplified model already proved to satisfactorily reproduce the hydrological behavior of the cover, provided that effective hydraulic parameters are estimated (Greco *et al.*, 2013) Hence, the model of the infiltration process reduces to the 1-D Richards' equation:

$$\frac{d\theta}{d\psi} \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{dk}{d\theta} \frac{d\theta}{d\psi} \frac{\partial \psi}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \quad (1)$$

In equation (1), ψ represents the water potential; θ the volumetric water content; k the unsaturated

hydraulic conductivity. The hydraulic characteristic curves $\theta(\psi)$ and $k(\psi)$ are described with the van Genuchten – Mualem model:

$$S_e = \frac{\theta - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} = \frac{1}{[1 + (\alpha_{vG}\psi)^{n_{vG}}]^m} \quad k(S_e) = k_{sat} S_e^{1/2} \left[1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right]^2 \quad (2)$$

In equation (2), θ_{sat} is soil volumetric water content at saturation; θ_{res} is the residual water content of the soil; S_e is the effective degree of saturation; k_{sat} is the hydraulic conductivity at saturation; α_{vG} and n_{vG} are shape parameters; $m=1-1/n_{vG}$. So, the hydraulic characteristic curves of the soil are completely described by means of three parameters: k_{sat} , α_{vG} and n_{vG} . The adopted hypothesis of infinite slope geometry implies that the failure surface of the slope must be parallel to the ground surface, thus allowing the simplification of the equation used for the evaluation of the safety factor of the slope as regards to slope instability:

$$FS = \frac{\tau_{lim}}{\tau_{eff}} = \frac{S_e(u_a - u_w)tg\phi' + \gamma z \cos^2 \alpha tg\phi'}{\gamma z \sin \alpha \cos \alpha} \quad (3)$$

In equation (3), τ_{lim} and τ_{eff} represent the limit shear stress and the effective shear stress at the depth z below the ground surface, respectively; γ represents the average specific weight of the soil between the ground surface and the depth z ; α is the inclination angle of the slope. The vertical water leakage through the interface between the soil cover and the underlying bedrock has been modeled with a linear relationship:

$$L = \frac{\psi_I - \psi_B}{K_f} \quad (4)$$

In equation (4), ψ_I represents the water potential at the soil-bedrock interface; the water potential in the bedrock, ψ_B , is set to -1.0kPa so that, in the long run, gravity driven leakage would lead to the establishment of the field capacity; K_f is a time constant controlling the permeability of the soil-bedrock interface.

4 RESULTS AND CONCLUSIONS

The sensitivity analysis explores the effects of the four parameters n_{vG} , α_{vG} , k_{sat} and K_f upon the infiltration process, by evaluating the minimum factor of safety attained in the soil cover in the occasion of two different rainfall events: one representative of the extremely intense rain storms typically triggering shallow landslides in Campania (360mm in 72 hours); the other representative of a long lasting rainy period (360mm in 30 days). In both cases, an initial uniform water potential of -10kPa has been assigned. The investigated ranges of the four parameters are given in Table 2.

	n_{vG}	$\alpha_{vG} \text{ (m}^{-1}\text{)}$	$k_{sat} \text{ (mmh}^{-1}\text{)}$	$\text{Log}_{10}K_f \text{ (days)}$
min	1.1	5	1	0
max	1.3	55	500	3
increment	0.1	5	50	0.25

Table 2. Sensitivity analysis. Investigated ranges of the four parameters and adopted increments.

Figures 2 and 3 show the contour plots of the factor of safety at the bottom of the soil cover, obtained by varying the four investigated parameter. The obtained results indicate that, in the studied shallow pyroclastic covers (the typical parameters of pyroclastic ashes of Campania are highlighted in the plots), landslides are more likely triggered by short and intense storms, rather than by long-lasting rainfall. This result is related with the capability of the cover to quickly drain the infiltrated water, which can be hampered only by very low permeability of the soil-bedrock interface. In fact, the plots show that K_f strongly affects the safety factor in all the considered cases, while the triggering of landslides is favored by values of the parameters n_{vG} and α_{vG} typical of fine-textured soils, which correspond to low unsaturated conductivity. Furthermore, landslides are triggered if a high value of k_{sat} is coupled with a low permeability of the interface, because in this case, even during intense rainstorms, water infiltrates into the soil cover, but it is not easily drained out.

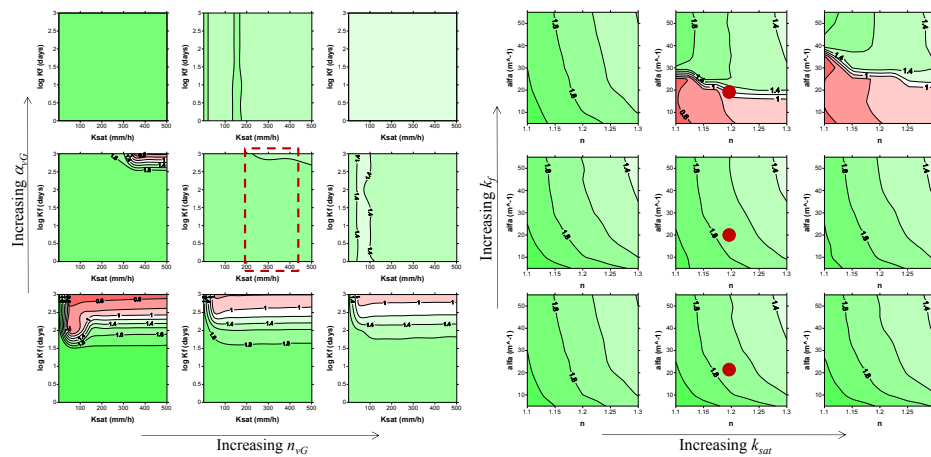


Figure 2. Contour maps of safety factor at the base of the soil cover of Cervinara after a long lasting rain period (360mm in 30 days). The red rectangle and the red dot indicate typical ranges of hydraulic parameters of the pyroclastic soils of Campania.

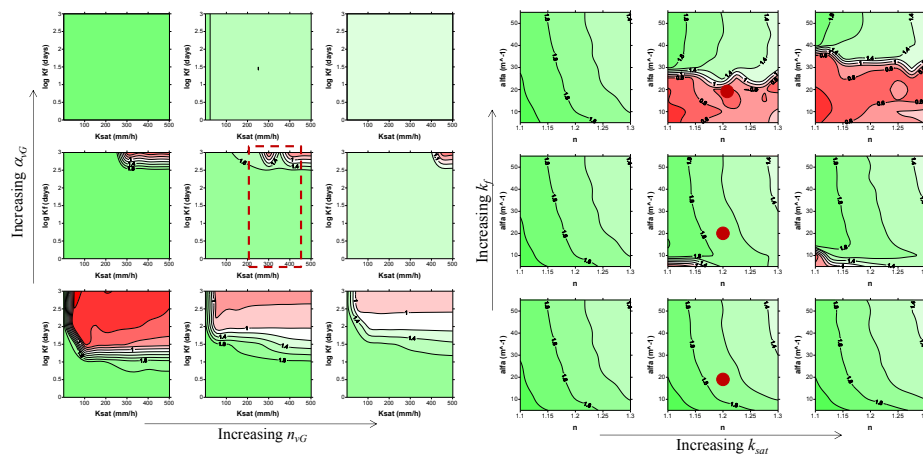


Figure 3. Contour maps of safety factor at the base of the soil cover of Cervinara after a short and intense rain event (360mm in 3 days). The red rectangle and the red dot indicate typical ranges of hydraulic parameters of the pyroclastic soils of Campania.

REFERENCES

- Cascini, L., Cuomo, S. & Guida, D. Typical source areas of May 1998 flow-like mass movements in the Campania region, Southern Italy, *Engineering Geology*, 2008, 96, 107-125.
- Cascini, L., Sorbino, G., Cuomo, S. & Ferlisi, S. Seasonal effects of rainfall on the shallow pyroclastic deposits of the Campania region (southern Italy), *Landslides*, 2013, **CONTROLLARE VOLUME E PAGINE**.
- Damiano, E., Greco, R., Guida A., Olivares, L. & Picarelli, L. An investigation of infiltration and deformation processes in layered small-scale slopes in pyroclastic soils, *Volcanic Rocks and Soils*, ed T. Rotonda et al., CRC Press, New York, 2015, pp. 319-326.
- Damiano, E., Olivares, L. & Picarelli, L. Steep-slope monitoring in unsaturated pyroclastic soils, *Eng. Geol.*, 2012, 137-138, 1-12.
- Greco, R., Comegna, L., Damiano, E., Guida, A., Olivares, L. & Picarelli, L. Hydrological modelling of a slope covered with shallow pyroclastic deposits from field monitoring data, *Hydrology and Earth System Science*, 2013, 17, 4001-4013.
- Greco, R., Comegna, L., Damiano, E., Guida, A., Olivares, L. & Picarelli, L. Conceptual hydrological modeling of the soil-bedrock interface at the bottom of the pyroclastic cover of Cervinara (Italy), *Procedia Earth and Planetary Sciences*, 2014, 9, 122-131.
- Mancarella, D., Doglioni, A. & Simeone, V. On capillary barrier effects and debris slide triggering in unsaturated soil covers, *Engineering Geology*, 2012, 147-148, 14-27.
- Olivares, L. & Picarelli, L. Shallow flowslides triggered by intense rainfalls on natural slopes covered by loose unsaturated pyroclastic soils, *Géotechnique*, 2003, 3, 283-288.
- Pagano, L., Picarelli, L., Rianna, G. & Urciuoli, G. A simple numerical procedure for timely prediction of precipitation-induced landslides in unsaturated pyroclastic soils, *Landslides*, 2010, 7, 273-289.
- Petrella, E., Capuano, P., Carcione, M. & Celico, F. A high altitude temporary spring in a compartmentalized carbonate aquifer: the role of low permeability faults and karst conduits, *Hydrological Processes*, 2009, 23, 3354-3364.
- Sorbino, G. & Nicotera, M.V. Unsaturated soil mechanics in rainfall-induced flow landslides, *Eng. Geol.*, 2013, 165, 105-132.

FIELD OBSERVATIONS OF RUNOFF GENERATED DEBRIS FLOWS OCCURRED AT ROVINA DI CANCIA (VENETIAN DOLOMITES)

Martino Bernard¹, Laura Stancanelli², Matteo Berti³, Alessandro Simoni³, Carlo Gregoretti¹, Stefano Lanzoni⁴

(1) Dipartimento Territorio e Sistemi Agro-Forestali - Università di Padova; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura - Università di Catania; (3) Dipartimento di Scienze Biologiche, Geologiche e Ambientali - Università di Bologna; (4) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale - Università di Padova.

KEY POINTS

- Periodic field surveys of Rovina di Cancia main channel allow the identification of the initiation zone of debris flows where runoff can entrain large quantities of debris.
- Deepening and raising of channel bottom due to sediment erosion and recharge strictly depend on interval times between debris flow event occurrences.
- Main results of observed debris flows in summer 2015 are the great variability of precipitation over the basin upstream the initiation area and debris flow initiation process capturing.

1 SITE DESCRIPTION

The basin of Rovina di Cancia (hereafter called Cancia) is located in the municipality of Borca di Cadore in the Venetian Dolomites. It is situated on the left side of the Boite river valley, delimited by the western slope of the Mt. Antelao. During the summer season, the Cancia basin is prone to stony debris flows that propagate along the main channel (Figure 1). These events are triggered by high intensity and short duration (< 1 hour) rainfalls that provide abundant runoff able to entrain large quantities of sediments and form a solid-liquid wave. The debris flow channel origins on the scree at the base of rock cliffs and is closed by a gabion wall upstream of the Borca di Cadore village. It can be divided in three main reaches: head-initiation area, initiation area-flat depositional area (1366 m a.s.l.), and flat depositional area-gabion wall and the retaining basin. The flat depositional area (Figure 1d) was realized to retain lower magnitude events and to reduce the solid content of larger phenomena, while the gabion wall and the retaining basin (Figure 1e) protect the village of Borca di Cadore from debris flow inundation.

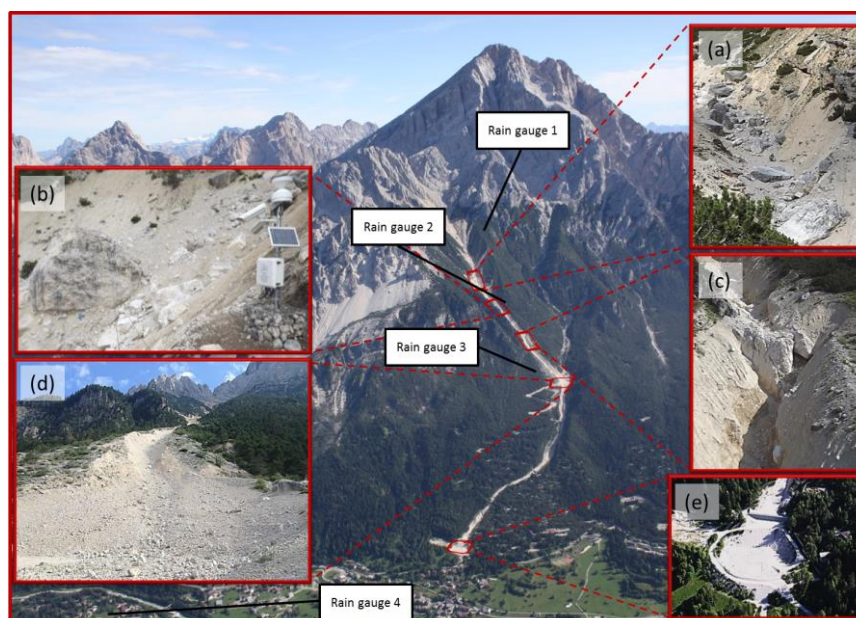


Figure 1. Front view of the considered watershed and debris flow channel. The inserts show some typical locations along the debris flow channel: (a) portion of the upper reach, (b) monitoring station placed by the University of Padova at the initiation area, (c) rock drop at elevation 1500 m a.s.l., (d) the flat area dissecting the downstream reach of the channel, and (e) the gabion wall and retaining basin at the end of the channel. The central panel also shows the rain gauges present in the area.

The first reach is 1200 m long, with average slope 65% (33°), the second is 700 m long, with average slope 50% (26.6°), and the third is 1300 m long, with average slope 27% (15.1°). Surficial erosion and shallow failure of banks provide small size sediment recharge of the first and second reaches. In the third reach these phenomena are less frequent. Debris flows transport these sediments downstream, emptying the channel bed.

In the upstream part of the channel (Figure 1a), the bed is occupied by several giant boulders that prevent the developing of large debris flows, allowing only small size hyperconcentrated debris flows. The giant rock located at the end of the upstream reach (Figure 1b - 2) retains most of the transported sediments. This area, where runoff can entrain large quantities of debris and form a solid-liquid wave, is that where most of the observed phenomena initiated. Panels (a), (b) and (c) of Figure 2 clearly show both the scour and refilling process in the channel, just downstream of the giant rock shown in Figure 1b, after the events of July, 18th 2009 and 26th 2013, and between them. The absence of significant variations in channel bottom just upstream the giant rock before and after the occurrence of the event of July, 26th 2013, suggests that the initiation area is located downstream (panels e-f of Figure 2). The second event of 2013 occurred when the initiation area was partially empty of sediments and, hence, runoff caused the onset of a small incision on the large debris deposits upstream the giant rock. Similarly, owing to the lack of sediment recharge during summer 2014, consequent to the absence of significant rainfalls, the initiation area migrated just upstream of the giant rock for the event of July 23th, 2015.

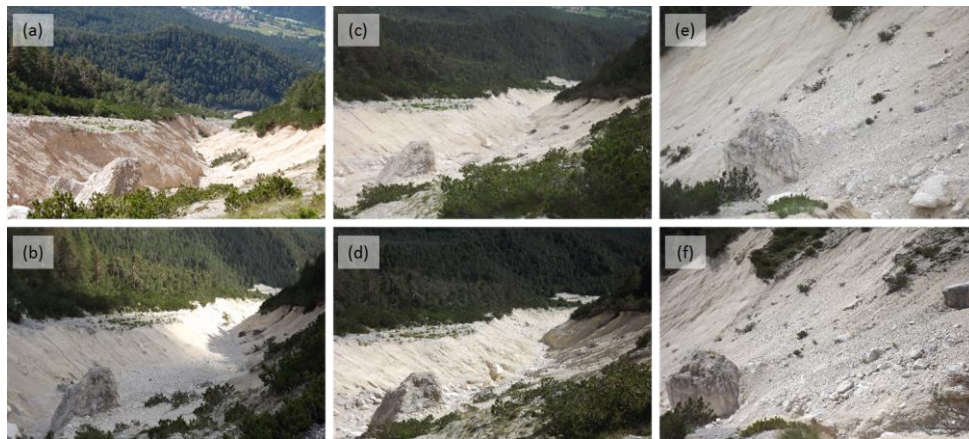


Figure 2. Upstream views of the initiation area (1666 m a.s.l.). Pictures (a) and (b) have been taken just after the debris flows of July 18th, 2009 and during the recharge period (July 26th, 2012). Panels (c) and (d) show the area just after the events occurred on July 26th, 2013, and August 19th, 2013. Panels (e) and (f) show the channel immediately upstream the initiation area before and after the event of July 26th 2013.

2 FIELD WORK

In order to investigate the morphological evolution of the debris flow channel and to provide data for mathematical modelling, a monitoring campaign began in 2002. Field work consisted of repeated photographic and topographic surveys of the channel, and a monitoring station was set up nearby the initiation area, identified as described in the previous section. Topographical surveys began in 2013 and consisted of GPS-RTK measurements of cross-sections along the channel with precision smaller than 3 cm. These surveys have been carried out when the amount of sediment deposited in the channel was maximum (July 2013), and after two pairs of debris flow events (October 2013 and October 2015). The comparison of overlapping sections in the channel reach included between the triggering area and the drop of Figure 1c, indicates that the channel bed widened and deepened in the upper part, while it seems to experience a dynamic equilibrium state just upstream of the drop. This clearly emerges from Figure 3, showing, for each cross-section, the difference in mean bottom elevation documented after each pair of events. Larger values, up to about 9 m, occur in the upstream zone whereas in the downstream area they are about 0.5 m.

On July 2014, a low-cost automated monitoring station was installed just in front of the giant rock shown in panel b of Figure 1. It consists of a pair of time lapse cameras, a rain gauge (n. 2 in Figure 1), and a couple

of pressure transducers buried in the channel bed. Data were ordinarily sampled at 5 minutes intervals; when rainfall intensity exceeded the threshold value of 0.6 mm/2.5 min, the sampling interval was decreased to 5 seconds and the time lapse cameras were turned on. A rain gauge (n. 1 in Figure 1), was installed by the Province of Belluno downstream the rocky cliffs in late 2013. In the area of Rovina di Cancia there are other two rain gauges; they are managed by the Regional Environment Protection Agency (Arpa Veneto), and are located just downstream the initiation area (n. 3 in Figure 1) and on the valley bottom (n. 4 in Figure 1).

3 DEBRIS FLOW EVENTS OBSERVED ON JULY 23RD AND AUGUST 4TH, 2015

During the summer of 2015, the monitoring station recorded two debris flow events on July 23rd and August 4th. Panels (a) and (c) of Figure 4 show the cumulative rainfall depths measured by the four rain gauges described above, and estimated from the raw data collected by the Mt. Macaion radar (about 70 km to East). The corresponding simulated runoff are shown in panels (b) and (d) on Figure 4. The upper gauge measured larger and earlier rainfall depths than those located in the initiation area. Rainfall depths obtained by the radar measurements show large deviations from those measured by the rain gauges. Also note that no rainfall was detected by the rain gauge n. 4 on July 23rd because the storm event affected a relatively small area, of about 1 km². The event on August 4th hit a larger area, triggering other two debris flows along the same valley (Ru Secco and Rio Rudan), and other two in the contiguous Ansiei valley. According to a subdivision of the basin by Thiessen polygons, the hydrological response of the catchment was mostly influenced by the rainfall fell in the area monitored by rain gauge n. 1.

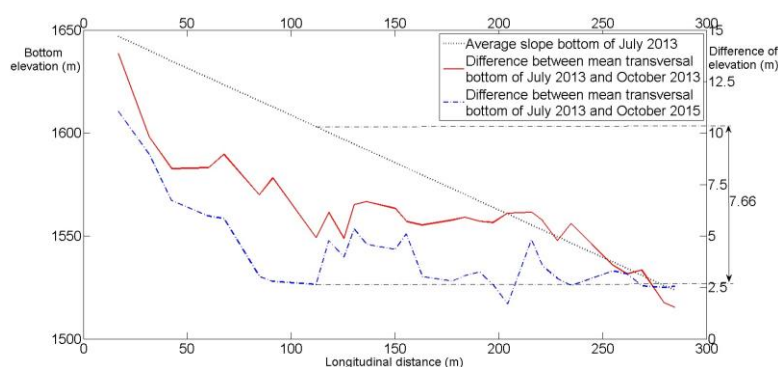


Figure 3. Differences of mean bottom elevations of transverse transects surveyed between July 2013 and October 2015 downstream the initiation area.

Runoff consequent of the various rainfall events are simulated by the DEM-based hydrological model of *Gregoretti et al.* (2016). Excess rainfall is computed for each pixel combining the SCS-CN method with an Hortonian simplified law, and transferred to the drainage channel network along the maximum slope path, with a constant slope velocity that depends on the soil typology (*Gregoretti & Dalla Fontana, 2008*). Network channel routing is simulated by the diffusive wave model of *Orlandini & Rosso (1996)*. The concomitance of peak runoff values with debris flow occurrence supports the reliability of calculated runoff routing times. Notwithstanding nearly the same rainfall was recorded by rain gauge n. 1 for both the events, peak value of runoff of the first event is about half of that of the second event because they occurred in AMCI and AMCII conditions respectively. In combination with the hydrological analysis, the image analysis of the recorded videos gives useful information about the evolution of debris flows. For the July 23rd event, it is possible to recognize two surges: the first, with a velocity of 2 m/s, and the second, deeper and faster, with a velocity of about 5 m/s. The stage hydrograph turned out to be in phase with pore pressure measurements. After ten seconds the flow turned from almost stony debris flow conditions to a hyperconcentrated flow. The overall duration, before the decreasing phase, was about nine minutes. On August 4th, a muddy-liquid flow took place, with depths smaller about an half than those observed in the previous event, but with a higher velocity (10 m/s). Owing to these features, the debris flow produced a noticeable erosion in the initiation area, leading to the collapse of the right bank, as shown by video images. Due to absence of debris deposits washed out by the first event, the solid-liquid front formed well downstream the initiation area defined in the Introduction. The duration of the event, before the decreasing stage, was about twenty minutes.

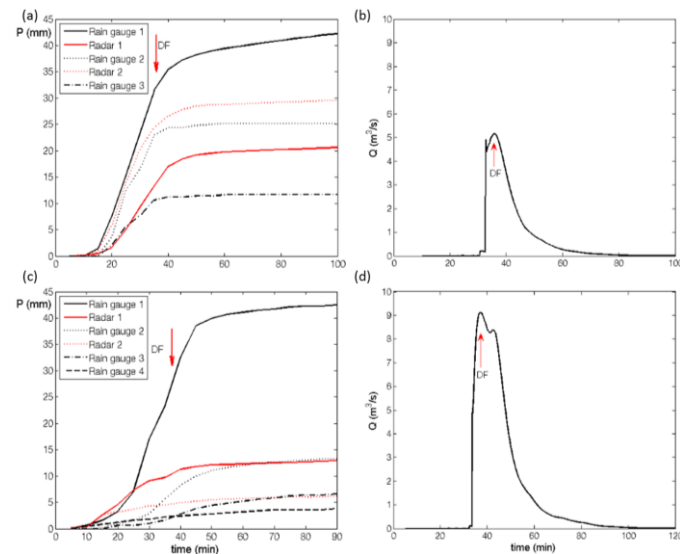


Figure 4. Recorded rainfalls and hydrological simulations of events occurred on July 23rd (panel a, b) and on August 4th (panel c, d)

4 CONCLUSIONS

The monitoring campaign documented in the present contribution aimed at studying the mechanisms of debris flow triggering and the cycles of sediment recharge and scouring of the bed in the initiation area. Observations show that in the considered area debris flows are triggered by relatively intense runoff events, possibly entraining the debris that are already deposited on the channel bed. The location of the initiation area depends on the availability of these debris covering. After a long enough period without particularly intense rainfalls, the triggering area tends to move slightly downstream a giant rock, where the large debris cover progressively deposited on the channel bed can be entrained by runoff. In periods with frequent debris flow events, the debris flow channel bed is deployed of the debris cover previously accumulated and, hence, the initiation area migrates upstream. The giant rock that partially obstructs the channel, in fact, favours the accumulation of debris needed to trigger a sediment-water flow. When also these debris are washed out, a solid-liquid wave can form only through the progressive erosion of the channel bed itself and the banks. In this last case, however, the erosion rate is lower than that of a previously accumulated debris cover and, therefore, the solid-liquid front forms further downstream. These findings derive from the combined analysis of periodic topographic surveys and real time debris flow monitoring. For the two monitored events, rain gauges document the high variability of rainfall field at 500 m scale. Next to the rock-facies, rainfall intensity could be much larger than that observed halfway along the debris flow channel or on the valley bottom. Runoff simulations correctly reproduce the onset time and are in phase with the recorded stage hydrograph and pore-pressure measurements.

5 ACKNOWLEDGMENTS

The authors wish to thank Arpa Veneto and the Provinces of Belluno and Bolzano for the provided data.

REFERENCES

- Gregoret, C. & Dalla Fontana, G., The triggering of debris flow due to channel-bed failure in some alpine headwater basins of the Dolomites: analyses of critical runoff, *Hydrological Processes*, 2008, 22(13), 2248-2263
- Gregoret, C., Degetto, M., Bernard, M., Crucil, G., Pimazzoni, A., Berti, M., Simoni, A., Devido, G. & Lanzoni, S., *Runoff of small rocky headwater catchments: Field observations and hydrological modeling*, submitted to publication, 2016
- Orlandini, S. & Rosso, R., Diffusion Wave Modeling of Distributed Catchment Dynamics, *Journal of Hydrologic Engineering*, 1996, 1(3), 103-113

DEBRIS FLOWS AND CLIMATE IN THE SIBILLINI MOUNTAINS AREA (UMBRIA-MARCHE APENNINES, ITALY)

Carlo Bisci¹, Piero Farabollini¹, Massimiliano Fazzini¹, Enrico Spurio¹

(1) Scuola di Scienze e Tecnologie, Università degli Studi di Camerino, Camerino, Italy

KEY TOPICS

- *In the Sibillini Mts. area, debris flows recently activated more frequently, possibly as a result of climate change.*
- *In the study area, recent climate trends were characterized by slightly higher temperature in every season, sided by an increase of both thunderstorms in Autumn and average thickness of snow cover.*
- *Statistical analyses allowed infer relations between the spatial distribution of predisposing and triggering factors and the activation of debris flows*

1 INTRODUCTION

During the last decades, debris flows frequently occurred in high relief areas, thus arousing general interest to scientific research aimed at a better understanding of these mass movements. Their often catastrophic impact on artifacts and buildings has also highlighted their relevance in territorial planning. Debris flows need a peculiar combination factors to move: saturation, morphometric features (such as slope angle and thickness of debris cover) and geotechnical parameters of the involved material (such as permeability and shear strength) are instrumental in conditioning rupture and propagation of debris flows. In the Umbria-Marche Apennines, these phenomena have not been thoroughly studied and only recently their dynamics has been taken into account.

The Sibillini Mts. area (where the highest peaks of the Umbria-Marche Apennines are found) has been investigated aiming to describe some parameters driving the occurrence of these fast landslides. This has been achieved through detailed geomorphologic survey, sided by climatic studies and GIS based statistical analyses. Historical researches have been carried out too in order to define the space and time framework of these phenomena. To individuate the triggering thresholds for the surveyed debris flows, climate has been particularly investigated defining its time trends. Hopefully, this study will be instrumental for an adequate governance of mountain areas, also leading to reduction of natural risks.

2 MAIN PHYSIOGRAPHIC AND GEOLOGICAL FEATURES

The Sibillini Mountains (Fig. 1) are a massif sculpted into sedimentary terrains whose peaks generally exceed 1.500 m (up to the Vettore Mt., 2.476 m); it is longitudinally crossed by the divide between the hydrographic basins draining to the Adriatic Sea and those bringing their water to the Tyrrhenian Sea. The landscape features mostly rounded, high relief summit ridges (even 1.000 m above the valley bottoms) with steep slopes (locally over 40%). There, gravitational processes prevail even though sheet wash and rill erosion resulting in widespread denudation are relevant, as well as karst dissolution on limestone. The bedrock is mostly represented by stratified and/or massive limestone, marly limestone and cherty limestone, alternating with marl and calcareous marl (Trias – Eocene). Strata follow an overall anticlinoric structure complicated by thrusts associated with normal and reverse faults, both parallel and orthogonal to the average Apennines trend. Tectonic disturbance results in widespread and intense fracturing of the bedrock, with relevant production of debris. Scree, moraine, landslide bodies and alterites are the dominant deposits whose thickness vary according to local morphometric features.

There, starting from the 16th century - when farming (following deforestation) begun to be practiced, to be further more widespread in the following centuries - man activity resulted in severe morphogenetic consequences, mostly along its Adriatic side. Extensive deforestation along mountain slopes induced fast and intense erosion processes, often reaching the regolith, thus making the area unproductive and, therefore, pushing the farmers to deforest and cultivate other parcels. The historical geomorphologic evolution has been controlled by climate too, particularly during the "Little Ice Age", favoring the triggering of mass movements and, namely, of debris flows (Farabollini, 2005; Materazzi *et al.*, 2008).

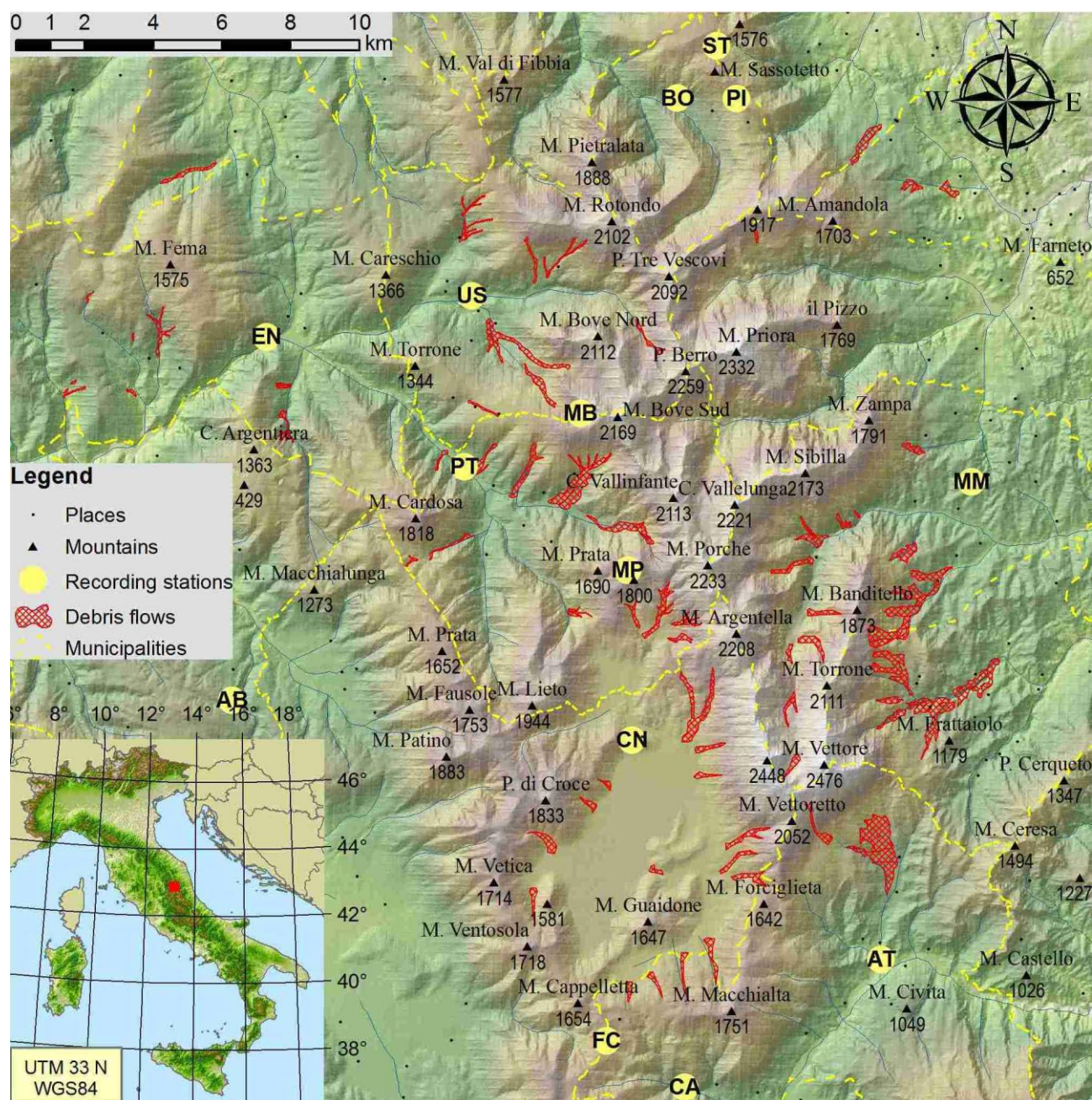


Figure 1. Distribution of the largest debris flows and of the meteorological recording stations.

3 GEOMORPHOLOGICAL CHARACTERIZATION OF DEBRIS FLOWS

Detailed geomorphological survey of the study area has been carried out basing upon 1:10.000 scale maps, including the compilation of census cards describing geometric and morpho-dynamic features of the recognized debris flows (Farabollini & Spurio, 2009). In this way, about 150 debris flows have been individuated and mapped (Fig. 1), mostly along steeper slopes with abundant mixed debris; about 70% of them are still active, while the remaining 30% have been classified as dormant (e.g. those near Castelsantangelo sul Nera, Nocelleto and Visso, whose last activation was in 1906, 1946 and 1959, respectively). These mass movements are quite regularly distributed, without any strict dependence upon lithology; they mostly activate during Summer (following heavy thunderstorms) and Autumn (after strong precipitation), with a peak in July and November (Farabollini & Spurio, 2009). They usually follow canyons or steep and deeply incised valleys cutting the bedrock; reaching the main valley, they create fans (often very large) or fill the valley bottom (sometimes for some kilometer).

The source debris has been classified either as "active" (free to be displaced, located along the bottom of the flow channel or at its top or along the lower portion of its slopes) or "temporarily stable" (located along the slopes at a greater distance, showing no sign of incipient displacement). These detrital bodies locally are quite large and generally are made up of very coarse grained debris (mainly coarse gravel), sometimes with large boulders too; they derive from different processes, including tectonic fracturing and frost shattering. To characterize the involved material, grain size analyses were carried out both *in situ* and, more accurately, in the lab using the ASTM D 421 standard, on samples taken in different portions of each landslide.

The studied phenomena generally start along slopes whose angle is higher than 20° and flow along channels whose inclination ranges between 3° and 40° (mostly between 5° and 20°); accumulation areas show slopes varying from 2° to 7°. Their shape is very elongated, with length/width ratio always higher than 10:1, sometimes reaching 50:1, accordingly to what has been found in the Alpine area. The distance traveled depends upon several factors, such as the geometry and shape of the channel and the type and volume of the mobilized debris. Sometimes the resulting deposit is classed, with coarser material along the frontal part.

4 CLIMATE

Only a few long term thermal and pluviometric records with an acceptable continuity (for some stations almost centennial) are available to characterize the climate of the area. Anyhow, the regional bodies of the National Civil Protection have recently installed some automatic recording station, also at elevations exceeding 1.500 m, close to where debris flows and snow avalanches are active. For this study, we have taken into account 14 recording stations (Tab. 1 and Fig. 1); anyhow, most of the available stations are either recent or have been moved at least once (name in italic in Tab. 1), thus making the time series analyses less accurate.

Recording station		Period		Elev.	Temperature			Excursion		Precipitation				
Name	Code	Start	End	Elev.	Year	Jan	July	Day	Year	Year	Win	Spr	Sum	Aut
Endesa	EN	1993	2016	700						873	223	220	151	279
<i>Arquata del Tronto</i>	AT	1919	2016	720						1118	310	288	185	335
<i>Ussita</i>	US	1999	2016	749	9.9	1.3	19.7	12.8	18.4	844	200	211	167	266
Ponte Tavola	PT	2002	2016	760	12.3	1.3	19.9	12.7	18.6	859	215	221	168	255
<i>Abeto</i>	AB	1935	1989	868						937	268	234	166	269
<i>Capodacqua</i>	CA	1921	2016	888						1050	311	276	155	308
<i>Montemonaco</i>	MM	1951	2016	1021	11.7	3.5	20.3	8.3	16.8	1210	353	309	211	337
<i>Bolognola</i>	BO	1921	2014	1051						1626	445	430	270	481
Pintura	PI	1986	2016	1360	8.5	-0.9	17.9	10.7	18.8	1307	356	321	259	371
Sassotetto	ST	2002	2016	1365	8.3	-0.7	18.0	10.5	18.7	1264	343	289	250	382
<i>Castelluccio di Norcia</i>	CN	1920	2016	1452	7.4	-1.2	17.1	11.5	19.3	1162	253	311	182	425
<i>Forca Canapine</i>	FC	1993	2016	1654	6.3	-2.7	16.3	10.5	19.0					
Monte Prata	MP	2002	2016	1830	5.7	-1.8	15.0	8.8	17.3	811	185	211	165	250
Monte Bove Sud	MB	2002	2016	1917	5.1	-1.8	13.9	7.7	15.5	765	175	185	170	235

Table 1. Characterization of the available meteorological recording stations..

Analyzing the records (Tab. 1), it emerges that average annual temperatures range from 5.1°C (M. Bove S.) to 12.3°C (P. Tavola). In January, average temperatures range from -2.7°C (F. Canapine) to 3.5°C (Montemonaco), while in July they range from 13.9°C (M. Bove S.) to 20.3°C (Montemonaco); thermal amplitude therefore ranges between 15.5°C and 19.3°C, whilst thermal excursion ranges between 7.7°C and 12.8°C. All the above figures fit well with the typical mid- high-mountain climate of the Apennines. Regionalizing the recorded data using GIS techniques, it was possible to estimate for the higher peaks an average annual temperature of 2.3°C, with monthly minimum and maximum around -4°C and 11°C, respectively (thermal amplitude ca.15°C; thermal excursion about 6.7°C). It can be therefore assumed that, according to Köppen climate, above 2.200 meters climate can vary from Cfc to Dfc.

Average annual precipitation are affected by very relevant yearly variations; moreover, precipitation along ridges and peaks is often heavily underestimated (bold in table 1) due to strong wind, thus forcing us to apply correction factor. Anyhow, GIS based interpolation estimates that they approximately range be-

tween 850 mm along the valley bottoms and 1.600 mm along ridges, where orographic precipitation is produced by both maritime temperate air masses (coming from the Atlantic /Mediterranean) and continental ones (coming from the NE). Accordingly, the estimated number of rainy days varies from 90 to 130 and the number of snowy days (November to April) from 10 to 35. The precipitation regime is that typical of Adriatic sub-Apennines (Bisci & Fazzini, 2000; Fazzini & Giuffrida, 2005; Bisci *et al.*, 2008), with an absolute seasonal maximum in Autumn, a secondary maximum in Spring and similar minimum values in Summer and Winter. Anyhow, while during winter widespread and long lasting frontal phenomena prevail, during Summer convective thunderstorms prevail, often resulting from heating of intermountain basins. Summer is therefore not dry, since the driest month always exceeds 50 mm; as a rule, we never have more than 20 consecutive days without any precipitation, also in the most "protected" valley bottoms. Snowfalls are quite frequent and abundant, at least at elevations over 1.200 m; analyzing the records for the snow fields run from the 90's by Meteomont (Corpo Forestale dello Stato) located at elevations ranging from 1.000 and 1.800 m (Bisci *et al.*, 2012; Fazzini & Romeo, 2012), it results that the average thickness of snow cover varies from 150 cm to 270 cm, according to elevation. During the last decade, thunderstorms were more frequent in Autumn too, since the seas surrounding Italy become significantly warmer. Time series show a generalized increase of snow thickness, while the persistence of snow cover slightly decreases as a consequence of air warming during spring. Moreover, more frequent advections of sub-continental-tropical air determine more heaviness of snow (resulting in activation of both ground and surface avalanches in low-cohesion, wet snow), as well as faster ablation (bringing to rapid saturation of the underlying debris bodies).

5 FINAL REMARKS

Debris flows constitute the most frequent type of hydrogeological hazard in the study area, where they are frequently activated, sometimes with annual recurrence. As evidenced during the severe seismic sequence of 1997, the investigated phenomena were not triggered by earthquakes, even though minor precipitation following strong shocks resulted in local activation of debris flows. Many debris flows have been interpreted as the result of avalanches, since debris is mostly mobilized together with snow, even though snow melting often saturates detritic bodies moving as debris flows and following "channels" created by snow avalanches. Both man-made deforestation and wildfires may contribute to bare slopes, thus favoring the activation of debris flows; anyhow, in the study area no recent evidences of this type have ever been found.

Statistical analyses carried out on the surveyed phenomena highlighted that their occurrence mostly derives from the following predisposing factors: slope angle of the source area, layering and fracturing of the bedrock, abundance of poorly classed debris, saturation of the involved material. Statistically quite sound relations between the increased activity of debris flows and climatic series allowed us to infer the primary role of heavy rainfalls as local triggering factor and to individuate some local precipitation thresholds.

REFERENCES

- Bisci C & Fazzini M. Climatic features of the central southern marches (Central Italy) , Proc. Natural hazard on built-up areas, 2000, CERG, 45-47.
- Bisci C., Fazzini M., Beltrando G., Cardillo A. & Romeo V. The exceptional snowfall of February 2012 in the Central Adriatic side of the Italian-peninsula. Meteorologische Zeitschrift, 2012, 21(5),503-508
- Bisci C., Fazzini M. & Rapetti F. Gli afflussi idrometeorici. In: AA.VV. Atlante Tematico delle Acque d'Italia, 2008, Min. Amb. Tut. Terr. Mare, 21-28.
- Farabollini P. I processi di debris flow: generalità, geomorfologia ed esempi dai Monti Sibillini (Marche centro-meridionali). Atti Conv. PAI, 2005, Pegaso Ed., 145-161.
- Farabollini P. Fattori predisponenti nei fenomeni di debris flows dell'Appennino umbro-marchigiano, versante adriatico (Italia centrale). Eng Hydro Env Geology, 2012, 14B, 114.
- Farabollini P. & Spurio E. Applicazione dei GIS nello studio dei fenomeni di debris flows dell'appennino umbro-marchigiano (regione Marche, Italia). Rendiconti SGI online, 2009, 8, 50-58.
- Fazzini M. & Giuffrida A. Une nouvelle proposition quantitative des régimes pluviométriques dans le territoire de l' Italie : premiers résultats . Actes XVIII Colloque AIC " Climat Urbain, Ville et Architecture", 2005, 362-365.
- Fazzini M. & Romeo V. L'enneigement dans les Apennins durant les derniers 30 ans. Actes XXIV Colloque AIC "Climat montagnard et risques", 2012; 249-254
- Materazzi, M., Gentili, B., Aringoli, D., Farabollini, P. & Pambianchi, G. Elements of slope and fluvial dynamics as evidence of late Holocene climatic fluctuations in the central Adriatic sector, Italy. Geogr. Fis. Dinam. Quat., 2010, 33, 193-204.

HYDRO-METEOROLOGICAL THRESHOLDS FOR LANDSLIDE HAZARD ASSESSMENT AT CATCHMENT SCALE

Thom A. Bogaard¹, Mario Ciavolella², Cecilia Evangelista², Roberto Greco³ & Rudy Gargano²

(1) Water Resources Section, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, Stevinweg 1, 2600 GA Delft, the Netherlands; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, Università di Cassino e del Lazio Meridionale, via Di Biasio 43, 03043 Cassino (FR), Italy; (3) Dipartimento di Ingegneria Civile, Design, Edilizia e Ambiente, Seconda Università degli Studi di Napoli, via Roma 9, 81031 Aversa (CE), Italy

KEY POINTS

- Empirical rainfall thresholds for landslide hazard assessment often neglect hydrological processes leading to landslide triggering: in this study catchment hydrology is included in threshold definition
- A novel hydro-meteorological threshold based on event precipitation and catchment specific storage (H-S) is compared with the usually adopted precipitation Intensity-Duration threshold (I-D)
- Even in a catchment where most of the landslides recorded in ten years (2002-2013) were triggered by short and intense precipitation events, H-S threshold performs better than I-D threshold

1 INTRODUCTION

Empirical hazard assessment is a useful tool for setting up early warning systems to reduce risk from rainfall-induced landslides. Several approaches have been proposed for the assessment of landslide hazard (e.g. Chacon *et al.*, 2006): heuristic susceptibility modeling; empirical statistical, relating rainfall to the observed occurrence of landslides; distributed physically-based models. So far, the most used approach is the empirical hazard assessment based on meteorological information (Guzzetti *et al.*, 2007). The precipitation-intensity-duration (PID) thresholds, indeed, are widely applied for local, regional or global landslide hazard assessment. This method relies on the availability of spatiotemporal landslide inventory and rainfall data. The rainfall thresholds are empirically derived by plotting two characteristics of rainfall, and separating events causing or not landslides by drawing a deterministic curve or defining a probabilistic transition zone.

Several PID landslide thresholds have been proposed and applied (Wieczorek & Glade, 1999; Guzzetti *et al.*, 2007, 2008). Local thresholds refer to relatively homogeneous conditions, while regional and global thresholds encompass landslides with different geo-morphological, environmental and hydrological features. Hence, to surrogate the lack of explicit hydrological and geotechnical information, more detailed analyses have been proposed: splitting the records, e.g. for rain longer or shorter than 48 hours (Guzzetti *et al.*, 2008) or for winter and summer (Baum & Godt, 2010; Napolitano *et al.*, 2015); evaluating slope water balance (Wilson & Wieczorek, 1995; Crozier, 1999; Gabet *et al.*, 2004); combining PID curve with an Antecedent Wetness Index to support early warning decisions (Godt *et al.*, 2006); defining non-dimensional rain intensity and duration, accounting for hydraulic characteristics of a slope (Greco & Bogaard, 2016).

The purpose of this study is to test if integrating meteorological information and lumped hydrological information at catchment scale can improve the performance of empirical landslide initiation thresholds. To this aim, a catchment, for which meteorological and landslide data are available for the period 2003-2013, has been studied, and several possible empirical thresholds have been defined and compared. The results indicate that including catchment storage improves the performance of regional landslide hazard assessment.

2 CASE STUDY AREA

The presented application refers to the catchment of the river Scoltenna at Pievipelago, in the Apennines of Emilia Romagna (Italy). The catchment area is 130.8km² and the mean altitude is around 1450m a.s.l. The lithology mainly consists of clay shales (about 80% of the area), limestones and sandstones. Daily discharge and hourly meteo data (precipitation, air temperature and humidity, wind speed and direction) from two weather stations in the catchment are available for the period 2003-2013, during which 61 rainfall-induced landslides were recorded. During the studied period, the average yearly precipitation was about 1500mm, while the average yearly specific runoff was about 1140mm, corresponding to runoff coefficient of 0.76.

3 DEFINITION OF HYDRO-METEOROLOGICAL LANDSLIDE THRESHOLDS

Aiming at indirectly introducing the delayed effects of hydrological processes into the empirical precipitation thresholds for landslides, the concept of effective antecedent precipitation was proposed (Crozier, 1999; Glade *et al.*, 2000). Such an approach indirectly accounts for the wetness of a potentially unstable slope, at the beginning of a precipitation event, by means of antecedent rainfall. However, the wetness state depends not only on antecedent precipitations, but also on the effects of hydrological processes storing and draining water (Bogaard & Greco, 2015). This probably explains why, in different contexts, different time intervals and expressions have been proposed as effective antecedent precipitation (Wieczorek & Glade, 1999; Guzzetti *et al.*, 2007, 2008). It is assumed here that it is possible to identify wetness conditions, predisposing to slope instability, on the basis of the water stored in the catchment, regardless of where it is stored (e.g. in unsaturated regolith, perched aquifers, groundwater), as different types of rainfall-induced landslides (e.g. shallow or deep-seated) are sensitive to different predisposing factors. So, a lumped model of catchment daily water balance is written:

$$S_{t+\Delta t} = S_t + (P_d - P_s + M - Q - E) \cdot \Delta t \quad (1)$$

In equation (1), S_t indicates catchment specific water storage at time t ; P_d is mean daily precipitation rate; P_s is mean daily snow accumulation rate; M is mean daily snow melting rate; Q is the daily specific discharge; E the mean daily evapotranspiration rate. The process of snow accumulation has been modeled by a degree-day model, assuming that when temperature drops below 2°C, the precipitation is accumulated as snow, while above such temperature the snow melts at a rate of 2.74mm°C⁻¹ (Martinez & Rango, 1986). The actual daily evapotranspiration has been calculated by multiplying the daily reference evapotranspiration, in turn calculated with the FAO Penman-Monteith equation (Allen *et al.*, 1998), by a crop coefficient, $k_c=0.419$, calibrated to obtain the catchment water storage showing no trend along the considered ten years. For more details about the calibration of catchment storage, the reader is referred to Ciavolella *et al.* (2016).

The empirical landslide initiation thresholds have been defined with a univariate Bayesian approach. The suitability of a generic variable B to provide useful information for assessing landslide initiation, has been checked by calculating the probability of landslide occurrence, conditional to the probability of B . If such conditional probability results significantly larger than the unconditional probability of landslide occurrence, this means that B carries useful information. A threshold based on two variables B_1 and B_2 is defined plotting all the rainfall events in the plane (B_1, B_2) and drawing the line separating events which triggered a landslide from those which did not, by maximizing the True Skill Statistic, TSS (Peirce, 1884), accounting for the number of true and false alarms ($TSS=+1$ for a perfectly working threshold, while $TSS=-1$ indicates that the threshold always fails).

4 RESULTS AND DISCUSSION

Fig. 1 shows daily hyetograph and catchment specific storage between 2003 and 2013. In the same graph, the days with landslides are also plotted. It results that landslides occur more frequently when catchment water storage is higher than the mean. In fact, 67% of the recorded landslides occurred when $S>0$ (about 47% of the observation period), and 46% when $S>100\text{mm}$ (less than 30% of the time).

To identify the most useful meteorological and hydrological variables for landslide prediction, the Bayesian approach has been applied to four variables related to precipitation (daily precipitation, P_d ; event precipitation, H ; event duration, D ; precipitation of antecedent 15 days, P_{d15}), and to catchment specific water storage (S). A rain event is defined as any uninterrupted sequence of days with $P_d>1.0\text{mm}$. In this way, 490 events with D ranging from 1 day to 15 days, and H between 1.1mm and 321mm, have been identified.

The obtained landslide conditional probability distributions, not shown here, indicate that the most significant meteorological variable is the daily precipitation, P_d , even more than event precipitation, H . This result indicates that most of the landslides occurring within the catchment are shallow, triggered by short and intense precipitations. As water storage occurs not only in the soil, but also in the deeper groundwater system, the specific storage seems not the most appropriate proxy for landslide predisposing conditions.

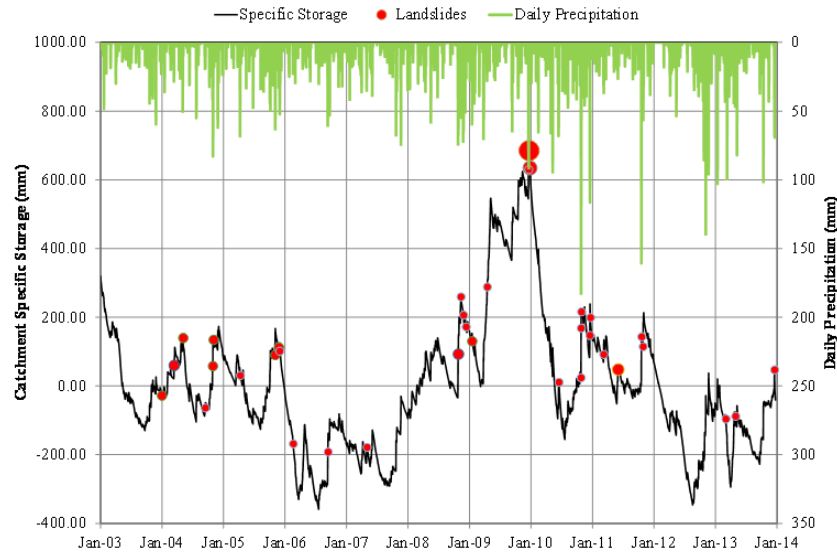


Figure 1. Daily precipitation, calibrated daily water storage and landslides events in the catchment of Scoltenna at Pievepelago (the dimension of the red dots reflects the number of recorded landslides in that day).

Nonetheless, the inclusion of hydrological information provided by catchment specific storage improves the predictive performance of purely meteorological landslide thresholds. In fact, the precipitation Intensity-Duration threshold (I - D) has been compared with a hydro-meteorological threshold based on event precipitation and catchment specific storage (H - S). For both the thresholds, identified by maximizing TSS , as described in section 3, a power-law equation $Y=A \times X^n$ has been adopted. The specific storage has been normalized in the interval $[S_{min}=-500\text{mm}, S_{max}=1000\text{mm}]$, which contains the minimum and maximum values of S during the considered period. The obtained thresholds, which are plotted in Fig. 2 together with the dots, representing all the observed events, have the following equations:

$$I = 5.1D^{-1.6}$$

$$H = 22 \left(\frac{S - S_{min}}{S_{max} - S_{min}} \right)^{-0.54} \quad (2)$$

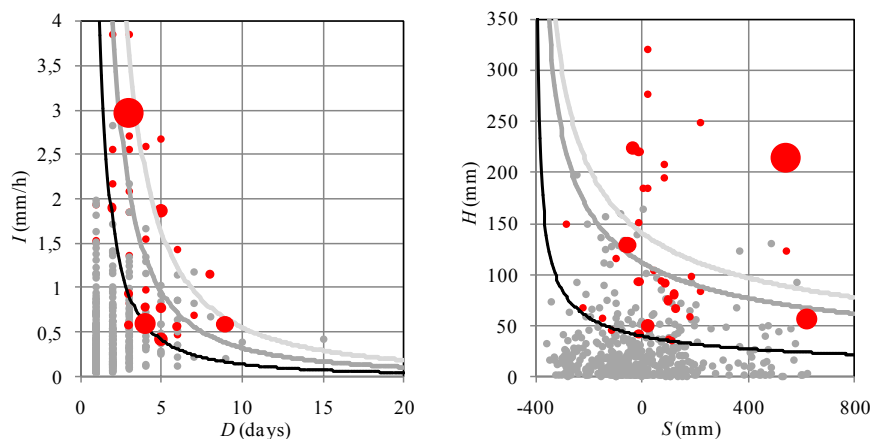


Figure 2. Precipitation (I - D , left) and hydro-meteorological (H - S , right) landslide thresholds (black lines); the dark grey and grey lines indicate 50% and 70% landslide probability (the size of red dots reflects the number of landslides triggered by the same event).

The tested thresholds perform very well, both giving $TSS=0.815$. However, as reported in Table 1, the proposed hydro-meteorological H - S threshold results more effective in correctly predicting actually occurring landslides (no missing alarms, while the I - D thresholds misses around 10% of the observed landslides). Conversely, the H - S threshold rises about seven false alarms per year, twice as much as the I - D threshold. Choosing the most suitable threshold for landslide early warning should account for the costs

deriving from missing and false alarms. To allow adopting more cautious alert strategies, in Fig. 2 also other lines are plotted, corresponding to different levels of conditional landslide probability. However, even in a case in which the meteorological forcing is the main factor causing landslide triggering, including hydrological information at catchment scale results valuable for the definition of effective empirical landslide thresholds.

Indicator	<i>I-D</i> threshold	<i>H-S</i> threshold
Conditional landslide probability	0.35	0.19
True Skill Statistic, TSS	0.815	0.815
True Alarms, TA	61	55
Missed Alarms, MA	1	6
False Alarms, FA	79	37

Table 1. Performance indicators of the two tested thresholds for landslide triggering assessment.

5 CONCLUSIONS

A novel hydro-meteorological threshold, based on event precipitation and catchment specific storage (*H-S* threshold), is proposed and compared with the usually adopted precipitation intensity and duration threshold (*I-D* threshold). Both the thresholds have been applied to the catchment of river Scoltenna at Pievepelago, in the northern Apennines (Italy). The univariate Bayesian analysis, carried out for several hydrological and meteorological variables, indicates that, in the studied catchment, the main factor leading to landslide triggering is the daily precipitation, with little influence of antecedent conditions. Nonetheless, even in such an unfavorable case, the *H-S* threshold predicts landslide triggering at least as good as the *I-D* threshold, indicating that the inclusion of hydrological information can improve the performance of the commonly adopted empirical thresholds based on meteorological information alone.

REFERENCES

- Allen R.G., Pereira L.S., Raes D. & Smith M. Crop evapotranspiration: guidelines for computing crop water requirements, Rome, Food and Agriculture Organization of the United Nations, 1998.
- Baum R.L. & Godt J.W. Early warning of rainfall-induced shallow landslides and debris flows in the USA, *Landslides*, 2010, 7, 259-272.
- Bogaard T.A. & Greco R. Landslide hydrology: from hydrology to pore pressure, *WIREs Water*, 2015, on line.
- Chacon J., Irigaray C., Fernandez T. & El Hamdouni R. Engineering geology maps: landslides and geographical information systems, *Bulletin Engineering Geology and Environment*, 2006, 65, 341-411.
- Ciavolella M., Bogaard T.A., Gargano R. & Greco R. Is there predictive power in hydrological catchment information for regional landslide hazard assessment?, *Procedia Earth and Planetary Science*, 2016, in press.
- Crozier M.J. Prediction of rainfall-triggered landslides: a test of the antecedent water status model, *Earth Surf Proc Land*, 1999, 24, 825-833.
- Gabet E.J., Burbank D.W., Putkonen J.K., Pratt-Sitaula B.A. & Ojha T. Rainfall thresholds for landsliding in the Himalayas of Nepal, *Geomorphology*, 2004, 63, 131-143.
- Glade T., Crozier M.J. & Smith P. Applying probability determination to refine landslide-triggering rainfall thresholds using an empirical Antecedent Daily Rainfall Model, *Pure and Applied Geophysics*, 2000, 157(6-8), 1059-1079.
- Godt J.W., Baum R.L. & Chleborad A.F. Rainfall characteristics for shallow landsliding in Seattle, Washington, USA, *Earth Surf Proc Land*, 2006, 31(1), 97-110.
- Greco R. & Bogaard T.A. The influence of non-linear hydraulic behavior of slope soil covers on rainfall intensity-duration thresholds, *Proceedings of 12th International Symposium on Landslides*. Napoli, 2016.
- Guzzetti F., Peruccacci S., Rossi M. & Stark C.P. Rainfall thresholds for the initiation of landslides in central and southern Europe, *Meteorol Atmos Phys*, 2007, 98, 239-267.
- Guzzetti F., Peruccacci S., Rossi M. & Stark C.P. The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: an update, *Landslides*, 2008, 5, 3-17.
- Martinez J. & Rango A. Parameter values for snowmelt runoff modeling, *Journal of Hydrology*, 1986, 84(3-4), 197-219.
- Napolitano E., Fusco F., Baum R.L., Godt J.W. & De Vita P. Effect of antecedent-hydrological conditions on rainfall triggering of debris flows in ash-fall pyroclastic mantled slopes of Campania (southern Italy), *Landslides*, 2015, first online..
- Peirce C.S. The numerical measure of the success of predictions, *Science*, 1884, 4, 453-454.
- Wieczorek G.F. & Glade T. Climatic factors influencing occurrence of debris flows, *Debris flow hazards and related phenomena*, ed. M. Jakob & O. Hungr, Berlin-Heidelberg, Springer, 1999, pp. 325-362.
- Wilson R.C. & Wieczorek G.F. Rainfall thresholds for the initiation of debris flows at La Honda, California, *Environmental and Engineering Geoscience* 1995, 1(1), 11-27.

REAL TIME APPLICATION OF A BASIN SCALE PHYSICALLY BASED MODEL FOR RAINFALL INDUCED LANDSLIDES

Giuseppe Formetta ¹, Matteo Dall'Amico ², Giovanna Capparelli ³ & Riccardo Rigon ⁴

(1) Centre for Ecology & Hydrology (CEH), Crowmarsh Gifford, Wallingford (UK); (2) Mountain-Eering Srl, Corso Michelangelo Buonarroti, 38122 Trento, Italy; (3) University of Calabria, Dipartimento di Ingegneria Informatica, Modellistica, Elettronica e Sistemistica Ponte Pietro Bucci, cubo 41/b, 87036 Rende, Italy; (4) Riccardo Rigon, Dipartimento di Ingegneria Civile Ambientale e Meccanica, Via Mesiano, 77 - 38123 Trento

KEY POINTS:

- Early warning systems are efficient tools to face landslides risk providing timely information about events that are going to happen and reducing loss of lives
- In this paper we present part of the results of the LEWIS project that focused on effective managing of the tasks associated with landslide risk along highways.
- A real time application of a physically based hydrological model coupled with a hillslope stability model is presented to evaluate the landslide susceptibility on a test-site of the project.

1 EXTENDED ABSTRACT

Early Warning Systems (EWS) are becoming increasingly important in areas where landslide risk is very high, especially where financial resources are insufficient to adopt a traditional engineered mitigation approach. According to the definition provided in United Nations International Strategy for Disaster Reduction (UNISDR, 2006), Landslides EWS is a balanced combination of four main activities: planning, monitoring, forecasting, education in order “to generate and disseminate timely and meaningful warning information to enable individuals, communities and organizations threatened by a hazard to prepare and to act appropriately”. These systems, properly designed, can provide timely information about events that are going to happen, in order to avoid or reduce the damage and loss of human lives. For landslides induced by rainfall, many EWS have been realized, by employing different technology or procedures: in USA (Baum and Godt 2010), Colombia (Huggel et al. 2010) Hong Kong (Chan et al. 2003) and Scotland (Winter et al. 2008).

In this context, we present part of the results provided by the research project named “An Integrated System for Landslide Monitoring, Early Warning and Risk Mitigation along Lifelines” (LEWIS). The project develops an integrated and efficient way to manage the problems associated with landslide risk along highways. In particular, a system has been designed and implemented in order to provide timely probability of landslides triggering and to enable appropriate measures for reducing the damages. It includes many components: standard criteria for evaluation and mapping landslides susceptibility, monitoring equipment for measuring the onset of landslide movement, telecommunication networks, mathematical models for both triggering and propagation of landslides induced by rainfall, models for risk scenario forecasting, a center for data acquisition and processing and a traffic control center. The system includes both empirical and complete mathematical models for landslide triggering. Empirical or hydrological models are simple relationships, obtained by linking the antecedent rainfall and the occurrence time of landslide, while complete models take into account the hydrological and geotechnical processes involved in slope scale and affecting stability. Complete models, adopted in this research, include local models and areal models.

In this paper we focus our attention on the model for rainfall induced shallow landslides at the basin scale. It is based on the following components:

- 1) the 3-D basin scale distributed hydrological model GEOTop (Rigon et al. 2006, Endrizzi et al., 2014) that solves the 3-D Richard's equations. It requires a planar grid, defined by the digital elevation model of the basin, and a vertical grid, defined by a certain number of soil layers with their own parameters such as soil water retention curve, hydraulic conductivity. Moreover GEOTop requires meteorological time series such as rainfall, air temperature, relative humidity, and solar radiation. These input data are collected on site and transmitted in real time to the model every 30 minutes. The model computes soil moisture and soil water pressure raster maps at different layers and at different time step in real-time

with hourly time-step.

- 2) a distributed model for computing the probability of failure. The model is based on the infinite slope hypothesis (Grahm 1984) and uses the suction stress framework (Lu & Likos 2004, Simoni et al. 2007) in order to take into account of the effect of negative pore water pressure on soil stability. The probability of failure is computed by using the First Order Second Moment Method (FOSM, Dai et al. 2002, Baecher & Christian 2003, Griffiths et al. 2011) that allows to incorporate uncertainty associated with soil heterogeneity and model parameters.
- 3) an open source GIS (uDig) for input maps preparation and model outputs visualization. The probability of failure maps for each soil layer are directly loaded and visualized into the GIS.
- 4) A sequence of procedures (e.g. script, programs) scheduled to be automatically launched at a desired frequency that prepare the meteo input, update the configuration files, launches the GEOtop simulation, post-process the output and plot the results in a form of maps to be easily understood by the decision makers.

A model application for the project test case located along the A3 highway in Fiego municipality is presented in Figure 1. It shows the digital elevation model of the basin, the cumulated measured rainfall, the evolution in time of soil suction at 30 and 50 cm depth, and the map of the factor of safety. Model's results are integrated with output of other models and on site measurements transmitted in real time providing the experts with a sufficient amount of information to draw the current level of warning.

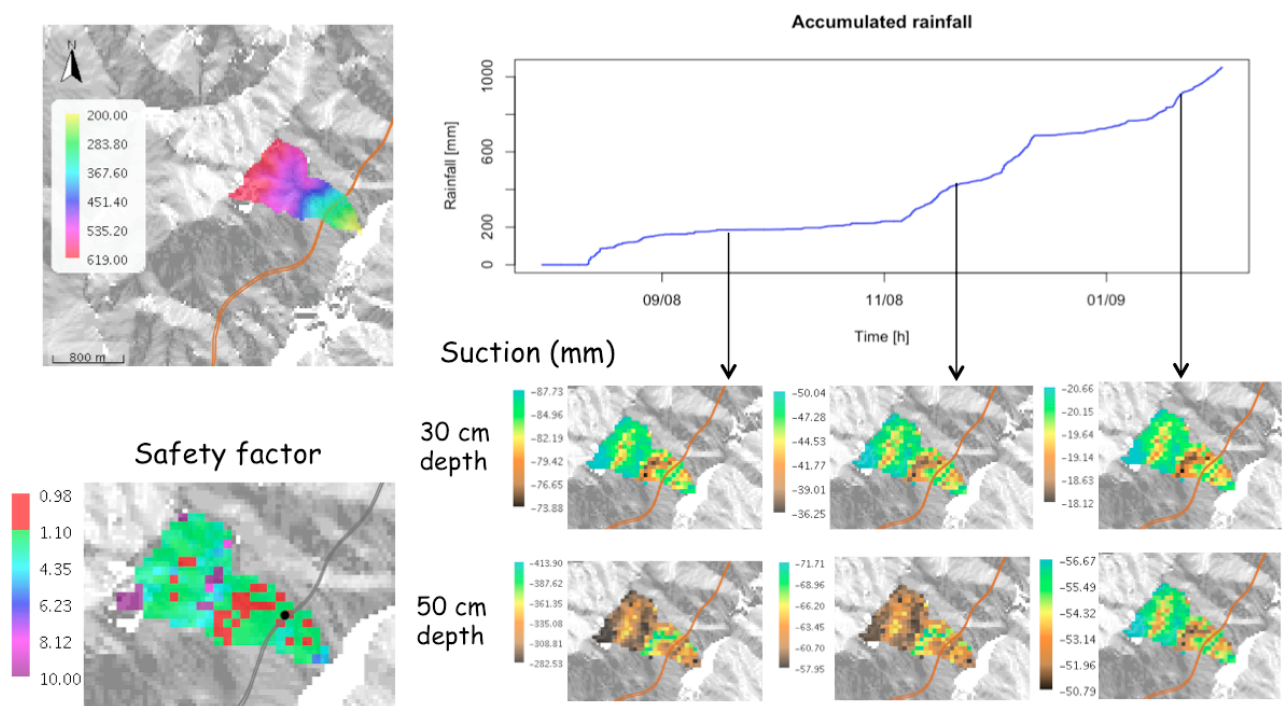


Figura 1. Application of the basin scale hydrological model for rainfall induced landslide along the A3-Highway: digital elevation model and accumulated rainfall on the top, suction maps evolution in time at 30 and 50 cm depth and map of the safety factor on the bottom.

REFERENCES

- Baecher, G.B. & Christian, J.T. 2003. Reliability and statistics in geotechnical engineering. John Wiley & Sons, 2005.
- Baum, R.L. & Godt, J.W. 2010. Early warning of rainfall-induced shallow landslides and debris flows in the USA. *Landslides* 7, 259-272.
- Chan, R.K.S., Pang, P.L.R. & Pun, W.K. 2003. Recent developments in the landslide warning system in Hong Kong. In *Proceedings of the 14th Southeast Asian Geotechnical Conference*. Balkema, Lisse, The Netherlands, pp. 137-151
- Dai, F.C., Lee, C.F. & Ngai, Y.Y. 2002. Landslide risk assessment and management: an overview. *Engineering geology* 64, 65-87
- Endrizzi, S., Gruber, S., Dall'Amico, M., & Rigon, R. (2013). GEOtop 2.0: simulating the combined energy and water balance at and below the land surface accounting for soil freezing, snow cover and terrain effects. *Geosci. Model Dev. Discuss*, 6(4), 6279-6341.

- Griffiths, D.V., Huang, J. & Fenton, G.A. 2011. Probabilistic infinite slope analysis. *Computers and Geotechnics* 38, 577-584
- Huggel, C., Khabarov, N., Obersteiner, M. & Ramírez, J.M. 2010. Implementation and integrated numerical modeling of a landslide early warning system: a pilot study in Colombia. *Natural hazards* 52, 501-518.
- Lu, N., & Likos, W.J. 2004. *Unsaturated soil mechanics*. Wiley, New York
- Rigon, R., Bertoldi, G. & Over, T.M. 2006. GEOTop: A distributed hydrological model with coupled water and energy budgets. *Journal of Hydrometeorology* 7, 371-388.
- UNISDR (United Nations International Strategy For Disaster Reduction) 2006. *The International Early Warning Programme. The four elements of effective early warning systems – Brochure, Platform for the Promotion of Early Warning (PPEW)*. United Nations, New York.
- Winter, M.G., Macgregor, F. & Shackman, L. 2008. *Scottish road network landslides study: implementation*. Transport Scotland, Edinburgh.

RADICAZIONE PROFONDA PER LA PROTEZIONE DEI VERSANTI IN CASO DI FENOMENI METEOROLOGICI INTENSI

Claudio Zarotti - Prati Armati srl, Via del Cavaliere 18 - 20090 Opera (MI)

ASPETTI CHIAVE

- Le piante erbacee perenni a radicazione profonda rappresentano una soluzione ottimale dal punto di vista tecnico e ambientale per proteggere i versanti dall'erosione idrica e mitigare il rischio frane
- Studiando gli effetti positivi del manto vegetale ci si è inizialmente limitati agli effetti antierosivi ed all'aumento della resistenza al taglio dei terreni indotto dal robusto apparato radicale
- Attraverso approfondimenti e modellazioni si sono messe in risalto anche le capacità dell'apparato fogliare che riduce l'infiltrazione dell'acqua battente e favorisce l'evapo-traspirazione di quella penetrata

1. PREMESSA

L'erosione dei suoli, con piogge sempre più intense e concentrate causate anche ai cambiamenti climatici, è diventato un problema geotecnico non più marginale che può arrivare a compromettere la funzionalità di opere civili tradizionali: ad esempio colmando canalette e fossi di guardia, scalzando il piede di opere in cemento armato, muri di sostegno, e scoprendo la sommità di pali e micropali.

Inoltre il mancato isolamento dei versanti, con conseguente infiltrazione di acqua negli strati profondi del suolo, può appesantirli, ridurne la coesione ed innescare fenomeni di instabilità.

Le piante erbacee a radicazione rapida e profonda riescono a germinare, svilupparsi e sopravvivere anche in condizioni pedoclimatiche e fitotossiche impensabili per la vegetazione più tradizionale, rivelandosi una preziosa soluzione tecnologica anche per la protezione di pendii costituiti da depositi sterili e inquinati, impossibili da inerbire con piante tradizionali.

2. RIDUZIONE DELL'EROSIONE IDRICA

Una coltre vegetale fitta ed omogenea, se ben ancorata al terreno tramite radici profonde e resistenti, è in grado di diminuire fortemente l'erosione idrica perché le radici ed il colletto della pianta intrappolano i granuli di terreno che non vengono così trasportati a valle (W.H. Wischmeier, D.D. Smith, 1965).

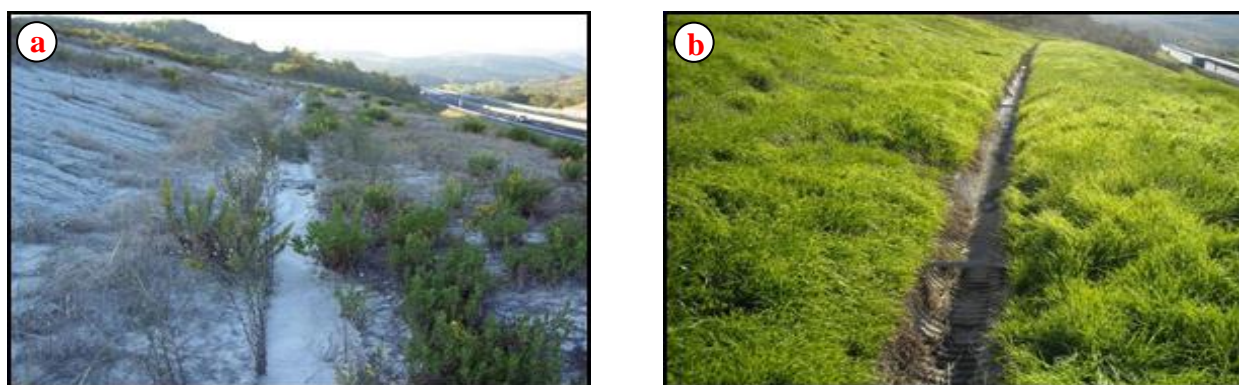


Figura 1. Autostrada A1: canaletta sempre intasata prima del trattamento (a) e perfettamente pulita (b) dopo il trattamento (Fonte: Autostrade per l'Italia)

Un chiaro esempio è rappresentato dall'impianto di Fabro lungo l'Autostrada A1 (Fig. 1a) che consiste in una trincea di circa 20.000 m² in argille plioceniche sovra-consolidate di origine marina.

Nel 2007, dopo oltre 20 anni di inutili tentativi di bloccare l'erosione, sono stati seminati particolari miscugli di piante erbacee a radicazione profonda. Da allora non si è più avuta la benché minima erosione e non sono più stati necessari interventi di manutenzione per lo svuotamento delle canalette di drenaggio intasate dal materiale eroso, neanche a seguito dell'alluvione del novembre 2012 (Fig. 1b).

Sotto il profilo meccanico tutte le radici incrementano la resistenza al taglio dei terreni. Le radici delle piante erbacee a radicazione profonda (anche alcuni metri in terreni non compattati) presentano resistenza a trazione fino a circa 200 MPa (Bischetti G.B. et al, 2001; Bischetti G.B. et al, 2009; Bonfanti F. e Bischetti G.B., 2001), sono sottili (ϕ 0,1-3 mm) ed omogenee per tutta la lunghezza: anche nei conglomerati e nelle rocce più o meno fratturate, tali radici penetrano delicatamente senza creare rigonfiamenti e fratture.

Ma soprattutto esse ancorano profondamente la pianta al suolo impedendone la eradicazione da parte di flussi di acqua particolarmente violenti. La pianta, salvando se stessa, sarà così in grado di proteggere il versante sia schermandolo dalle piogge che smorzando gli sbalzi termici e di umidità che innescano la fessurazione dei terreni.

Un pendio si definisce stabile quando le forze F_a che concorrono a sostenerlo (coesione, attrito, resistenza delle radici, componente della forza peso normale alla superficie di scivolamento) superano le forze F_b che creano instabilità (pressioni interstiziali e componente tangenziale della forza peso). Il rapporto F_a/F_b è chiamato Fattore di Stabilità globale (F_s) ed il pendio è tanto più stabile quanto maggiore è F_s .



Figura 2 Tutte le radici lavorano a trazione

Le radici delle piante erbacee a radicazione profonda lavorano proprio a trazione, sfruttando al meglio la loro resistenza meccanica per ingabbiare e trattenere il terreno (Fig. 2).

La profondità e la grande massa dell'apparato radicale favoriscono inoltre un'ottimale ed omogenea sottrazione dell'acqua per traspirazione anche dai terreni che presentano una bassa permeabilità: la vegetazione svolge quindi un ruolo fondamentale nella riduzione della pressione interstiziale, importante componente delle forze destabilizzanti.

Su un pendio già stabile da un punto di vista geotecnico ($F_s > 1$), un apparato radicale fitto e resistente ha quindi il duplice effetto positivo di trasferire al terreno la propria resistenza a trazione (incrementando F_a) mentre sottrae acqua dal versante (riducendo F_b): entrambi elementi che migliorano ulteriormente il Fattore di Stabilità globale.

4. COMPORTAMENTO DEL MANTELLO VEGETALE IN CASO DI FORTI PRECIPITAZIONI

Durante le precipitazioni di forte intensità la parte epigea del mantello vegetale (le foglie) si adagia e si compatta sul pendio formando una copertura continua che diminuisce la penetrazione dell'acqua nel terreno e facilita il ruscellamento al di sopra della coltre vegetale, proprio come il tetto in paglia di una capanna, proteggendo il pendio dall'erosione.

Sulle foglie meccanicamente assimilabili a mensole incastrate, si genera un momento flettente che tende a deformarle in funzione del proprio peso, del proprio modulo elastico, della lunghezza, dello spessore, delle nervature presenti e in funzione del periodo vegetativo (foglia in piena vegetazione o foglia secca).

La pioggia bagna la foglia caricandola di un peso distribuito che si somma all'effetto dinamico delle gocce battenti: la flessione che ne consegue può addirittura, in caso di piogge di forte intensità, provocarne una deformazione irreversibile che la fa rimanere allettata sul pendio.

Le foglie bagnate, allettandosi, tendono poi ad aderire le une alle altre in conseguenza delle forze di adesione fra le gocce d'acqua e le foglie, e quelle di coesione fra gli strati sottili di acqua presenti sulla loro superficie. La coltre vegetale nel suo insieme, spesso anche decine di centimetri, acquista quindi una sorta di "coesione apparente" che la rende più compatta e quindi meno permeabile, creando un letto di scorrimento che isola il versante (Fig. 3a).

In caso di precipitazioni intense, l'effetto impermeabilizzante della vegetazione erbacea è molto diverso a seconda della inclinazione del pendio:

1. se il versante è molto acclive, una frazione rilevante di acqua meteorica ruscella al di sopra della coltre vegetale allettata, defluendo verso valle (anche quando la vegetazione è disseccata) così come accade sul

2. se il versante è poco pendente (o addirittura se l'estradosso è orizzontale), la vegetazione erbacea riduce soltanto l'energia cinetica delle gocce di acqua battente, ma gran parte dell'acqua raggiunge, prima o poi, il suolo.

E' allo studio un modello preliminare che consente di stimare come si distribuisce l'acqua piovana in

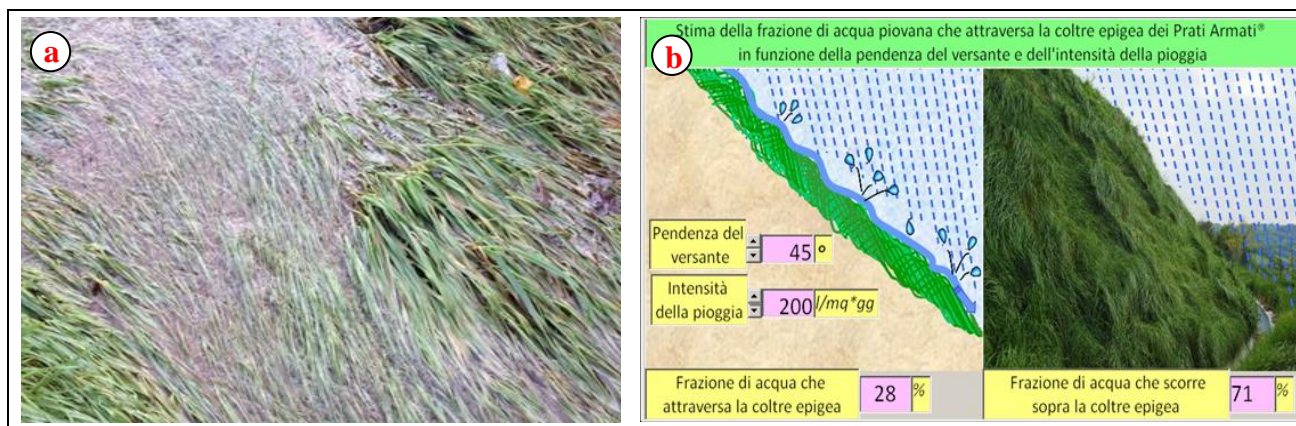


Figura 3. Allettamento della vegetazione su pendio (a) e stima della frazione di acqua piovana che attraversa la coltre epigea in funzione della pendenza del versante e dell'intensità della pioggia (b)

funzione di alcuni parametri dominanti tra cui la pendenza del versante e l'intensità della pioggia. In Fig. 3b si riporta un esempio di tale elaborazione.

Ad integrazione e completamento del complesso panorama di positivi effetti sopra descritti, vale la pena di citare le seguenti considerazioni legate alla tecnica utilizzata:

1. Foglie e radici si degradano ciclicamente nel tempo creando sia nel terreno (radici) sia sopra la superficie del terreno, uno strato di sostanza organica che influenza le proprietà di ritenzione e rilascio idrico del terreno. L'humus è infatti in grado di assorbire e trattenere quantitativi d'acqua fino a 20 volte il proprio peso, creando una sorta di spugna vegetale che presenta i seguenti vantaggi:
 - Trattiene più acqua in superficie diminuendone l'infiltrazione;
 - Crea un serbatoio di acqua per la sopravvivenza della pianta nei momenti di maggiore siccità;
 - Modifica e migliora la struttura e la composizione del terreno, rendendolo oltretutto più fertile.
2. Le piante utilizzate per l'applicazione descritta sono prevalentemente a "Fotosintesi C4", caratteristica che implica un'elevata capacità di sopravvivenza anche in condizioni di aridità, salinità del suolo ed elevate temperature. Tali piante, rispetto alle più comuni con Fotosintesi C3, non presentano (o presentano in maniera molto ridotta), il processo della fotorespirazione che può ridurre fino al 50% l'efficienza fotosintetica. Una maggiore efficienza fotosintetica comporta un aumento della produzione di biomassa (apparato radicale compreso) e un accrescimento molto più rapido (Campbell N., Reece J., 2004).
3. Nei periodi di siccità prolungata la lunghezza delle radici e la suddetta particolare fisiologia C4 ne evitano la moria, in quanto esse trovano in profondità l'umidità necessaria alla sopravvivenza e, ombreggiando la superficie del pendio, la proteggono da un eccessivo essiccamento. Viene così mantenuto un certo grado di umidità, che previene fenomeni di crepacciamento legati alla capacità di ritiro dei materiali. Le piante anche se ingiallite mantengono la loro funzione protettiva rispetto a precipitazioni di forte intensità e smorzano gli sbalzi termici e di umidità. Il terreno non è così soggetto a continui ritiri e dilatazioni che provocano fratture anche profonde su cui la forza di gravità genera effetti destabilizzanti.

5. ESEMPI IN CASO DI CATASTROFI NATURALI

Molti impianti antiersivi realizzati con PRATI ARMATI® hanno resistito indenni a catastrofi naturali, quali siccità anomale e alluvioni.

Un primo esempio si riferisce all'impianto realizzato a Orvieto, lungo la SP 111 della Badia. Si tratta di un

in sicurezza nel 2005 anche utilizzando la tecnica inusitata. Il terreno, costituito da depositi vulcanici eterogenei, grazie a questa protezione non ha mai più richiesto interventi di manutenzione.

Nel novembre 2012, dopo una stagione estremamente seccitosa (assenza totale di precipitazioni per circa 6 mesi, da maggio a ottobre), la zona è stata investita da precipitazioni a carattere torrenziale di intensità eccezionale (circa 400 mm in due giorni, secondo dati della rete Pluviometrica Regionale Umbra), che hanno causato gravi frane e inondazioni: ma nelle cunette alla base della scarpata, alta circa 30 metri, non si è verificato alcun accumulo di terra, a dimostrazione dell'assenza sia di cedimenti sia di fenomeni. (Fig. 4c).

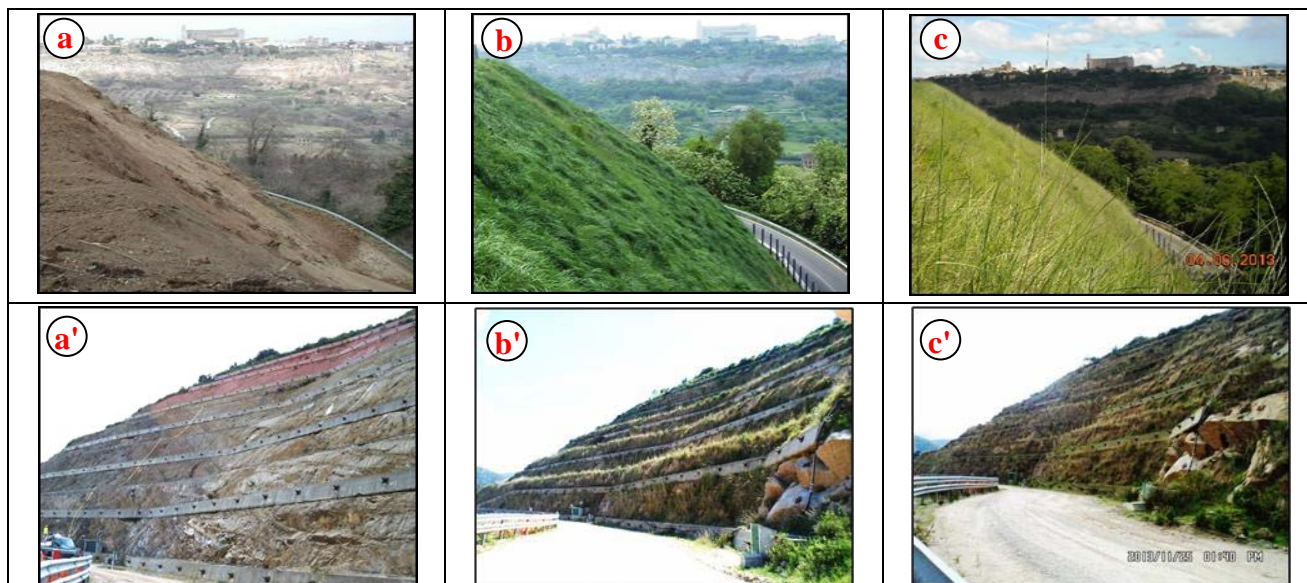


Figura 4. Impianto di Orvieto: (a) 2014 prima dell'idrosemina; (b) 2015 impianto a regime; (c) dopo l'alluvione del 2012. Analogamente in (a') il cantiere di Orgosolo prima dell'intervento (2011); (b') ad aprile 2013 e (c') in perfette condizioni dopo l'alluvione del novembre 2013

Il secondo esempio riguarda varie scarpate in porfidi e graniti prospicienti la diga di Orgosolo (NU) che sono stati trattati con questi inerbimenti fra il 2008 e il 2011 (Fig. 4: a', b', c'). Gli impianti hanno perfettamente resistito (v. Fig. 4c') anche all'alluvione che ha colpito l'intera Sardegna il 18 novembre 2013 causata dal passaggio del ciclone Cleopatra che in poche ore ha scaricato circa 500 mm di pioggia (dati: Corriere della Sera - Isole - del 20/11/2013)

BIBLIOGRAFIA

- Bischetti G.B., Bonfanti F., Greppi M., 2001. Misura della resistenza a trazione delle radici: apparato sperimentale e metodologia d'analisi. Quaderni di Idronomia Montana, 21/1, 349-360.
- Bischetti G.B., Chiaradia E. A., Epis T., 2009. Prove di trazione su radici di esemplari di piante PRATI ARMATI®. Rapporto conclusivo. Dipartimento di Ingegneria Agraria, Università degli Studi di Milano.
- Bonfanti F., Bischetti G.B., 2001. Resistenza a trazione delle radici e modello di interazione terreno-radici. Istituto di Idraulica Agraria, Milano-Rapporto interno.
- Campbell N., Reece J., 2004. BIOLOGIA, edizioni Zanichelli
- Rassam D.W., Cook F., 2002. Predicting the shear strength envelope of unsaturated soils. Geotechnical Testing Journal, Technical Note, 25: 215-220.
- Rettori A., Cecconi M., Pane V., Zarotti C., 2010. Stabilizzazione superficiale di versanti con la tecnologia Prati Armati®: implementazione di un modello di calcolo per la valutazione del coefficiente di sicurezza. Accademia Nazionale dei Lincei – X Giornata Mondiale dell'Acqua, Convegno: Frane e Dissesto Idrogeologico, marzo 2010.
- Richards, L.A., 1931. Capillary conduction of liquids through porous medium. Physics, Vol. 1.
- Waldron LJ, 1977. The shear stress resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil. Soil Science Society of America Proc., 41:843-849
- W.H. Wishmeier, D.D. Smith, 1965. Predicting rainfall erosion losses from cropland east of the Rocky Mountain. Agr. Handbook, n. 282, U.S. Dept. of Agriculture.

ANALYZING THE ROLE OF SOIL WATER RETENTION CURVE IN SLOPE STABILITY FOR DIFFERENTLY STRUCTURED SOILS

Elisa Arnone¹, Chiara Antinoro², Leonardo V. Noto¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali, Università degli Studi di Palermo, Viale delle Scienze, Edificio 8, 90128, Palermo, Italy; (2) Counsil for Agricultural Research and Economics - Research Center for Policies and Bioeconomy, 90143 Palermo.

KEY POINTS

- We analyzed the mechanical and hydrological effects of soil water retention curve (SWRC) models on the slope stability analyses of soils with unimodal and bimodal behavior.
- We used three different SWRC models, two bimodal models (Ross&Smettem and Dexter) vs. the traditional van Genuchten model, to evaluate the Factor of Safety (FS) of a simple designed hillslope, based on the Bishop approach for unsaturated soils. Two formulations for χ term were also considered.
- Results indicate that in cases of clayey soils, changes in FS obtained with different SWRC models especially at soil moisture values within the residual zone. In sandy soils the choice of χ formulations can be more important. The variation decreases as the slope conditions get worse, i.e. slope angle increases or friction angle decreases

1 INTRODUCTION

It has been widely demonstrated that the shear strength properties of a soil are affected by the degree of saturation, which, in turn, is the results of the main hydrological processes. The accuracy to predict the relationship between soil water content and soil water matric suction, parameterized by the Soil Water Retention Curve (SWRC), has therefore significant effects on the slope stability analysis (Mukhlisin *et al.*, 2011), as also on various engineering applications. Several empirical and physically-based equations (i.e. using particle-size distribution function and capillarity) have been proposed to describe the SWRC, that have widely used in many applications. Many of these models assume that the soil is characterized by a unimodal distribution of the soil pore size, i.e. a single continuous pore domain.

Recent studies have discussed the implications of the so-called bimodal porous systems, i.e. distinguished into macropores (or non-capillary pores) and capillary pores, in the description of the retention curve. Some authors (Ross & Smettem, 1993, Dexter *et al.*, 2008; Romano *et al.*, 2011) proposed a methodological approach to quantify both the distribution of the pores in soil aggregates and the degree of interaction between the two domains (macro and micro-pores), its preferential flow in macropores and the transport of solutes. A good description of the SWRC has been observed with the application of the models that use a bimodal approach that are based in the overlap of two existing unimodal SWRCs.

In this study, we want to investigate how the characterization of SWRC of differently structured unsaturated soils may affect the slope stability analysis, with particular regard to shallow landslides. To this aim, two bimodal models aimed to describe the soil water retention curve have been selected, one empirical and the other physically-based. Among the empirical models, the Ross & Smettem (1993) formulation has been selected, since it derives from the most widely-used van Genuchten (1980) model; whereas, the Dexter *et al.*, (2008) model was chosen among the physically based models, due to its user-friendly equation in which all the terms have a distinct physical meaning. Two formulations of the χ term of Bishop's equation for the estimation of shear strength in unsaturated soils were also used in combination with the SWRCs. The parameter χ tunes the contribution of the suction effect in a rate proportional to the saturation conditions.

The study was conducted on seven soil samples representative of corresponding soil types different in terms of structure and texture, and for which the three SWRC models were calibrated. The slope stability analyses were conducted on an synthetic slope which was assumed to be characterized alternatively and

homogenously by the seven soil samples.

2 METHODOLOGY

2.1 Soil sample characterization

Seven soil samples were opportunely selected from a larger dataset, originally composed of 40 samples. for being representative of seven soil types different in terms of structure and texture; each textural class was identified according to the USDA classification, as reported in table 1.

As previously mentioned, three SWRC models have been used to fit the experimental data: the models for bimodal soils *Dexter et al.*, (2008) (DE) and *Ross & Smettem* (1993) (RS) and the traditional *van Genuchten* (1980) (vG). The goodness of fit was quantified using the performance metrics Mean Absolute Error (MAE), Root Mean Square Error (RMSE).

Soil Type	USDA Class	cl(%)	si(%)	sa(%)
S1	clay	49.9	33.0	17.6
S2	clay loam	28.2	46.5	25.3
S3	silt clay loam	36.5	45.0	18.5
S4	silt loam	25.5	51.9	22.1
S5	loam	18.7	44.1	37.2
S6	sandy clay loam	20.3	23.2	65.5
S7	sandy loam	12.3	28.2	59.5

Table 1. Soil samples characteristics representative of seven textural classes (USDA classification).

2.2 Slope stability analysis

For each homogeneous soil and SWRC model, the stability conditions of a hypothetical hillslope, at given geometry and mechanical properties, were analyzed utilizing the simple infinity slope model and by applying the following FS equation (*Lepore et al.*, 2013; *Arnone et al.*, 2015):

$$FS = \frac{c'}{\gamma_s z_n \sin \omega} + \frac{\tan \phi}{\tan \omega} - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \cdot \chi(\theta) \cdot \psi(\theta) \cdot \frac{\tan \phi}{z_n \cdot s \sin \omega} \quad (1)$$

where c' is the effective soil cohesion, γ_s is the total unit weight of soil (varying with soil moisture), γ_w is the water unit weight, ϕ is the soil friction angle, $\psi(\theta)$ is the soil water suction (assumed negative), $\chi(\theta)$ is a parameter assumed to vary from 1 to 0, which represents the reduction of the suction effect in a rate proportional to saturation condition. FS thus strongly depends on the parameterization of the soil water suction, $\psi(\theta)$, i.e. the SWRC, and the $\chi(\theta)$ terms.

In particular, the experiments were conducted by imposing the following assumptions: the slope is characterized alternatively by one type of soil, i.e., the seven types of soils (denoted as S followed by a number ranging from 1 to 7, as reported in table 1) are imposed separately to the slope domain; the hydrological characteristics of each soil, in terms of SWRC, are assumed to be homogenous across the slope domain; in order to make the comparison easier, all the soils are assumed to have the same mechanical properties; in particular, the values of cohesion and friction angle are equal to 3000 N/m² and 25° respectively (hereinafter denoted as ‘reference values’). The slope is characterized by slope angle ω equal to 35° and soil depth z_n equal to 100 cm.

Two formulations (*Oberg & Sallfors*, 1997 and *Vanapalli et al.*, 1996) of the χ term of Bishop’s equation were separately used in combination with the SWRCs to evaluate the FS:

$$\chi(\theta) = \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right) = S_r \quad (2)$$

$$\chi(\theta) = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) = S_e \quad (3)$$

The experiments were carried on the slope domain at steady hydrological conditions (i.e. at given states of soil moisture), to evaluate the mechanical effects of the combination SWRCs- χ parameterization on slope stability.

3 RESULTS

Analysis of the samples by means of the pore space distribution (PSD) (relationship between the effective pore size and soil suction) demonstrated that 4 out of 7 soil samples had a clear bimodal behavior, while the remaining 3 showed a unimodal pore distribution. Specifically, clay (S1), clay loam (S2), silt loam (S4) and loam (S5) depict a bimodal pore size distribution, whereas soils with an higher content of sand, i.e. sandy clay loam (S6) and sandy loam (S7) showed a unimodal behavior. S3 sample, which is a silt clay loam, showed a unimodal behavior.

For sake of brevity, the results of the experiment carried out at steady hydrological conditions are here showed for the bimodal soil S1 and the unimodal soil S6 (Figure 1).

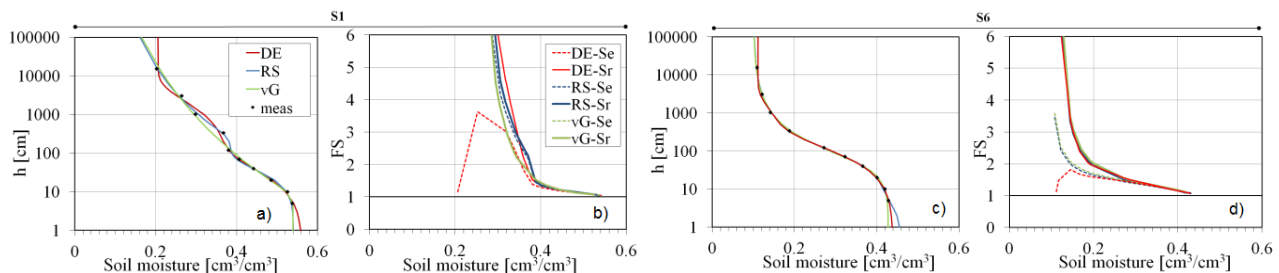


Figure 1. SWRCs obtained with DE, RS and vG models and FS vs soil moisture for the six model-parameterization combinations for 2 selected representative samples: clay sample S1 (a,b) and sandy clay loam sample S6 (c,d).

For the S1 case, the three SWRC- S_e combinations (dashed lines of Figure 1b) highlights that, for values of water content greater or equal to 0.46, FS shows likely the same results for all three SWRC models. As the water content decreases until the end of the process of drainage from macropores, the behavior of FS slightly differs depending on the used model. The combinations RS- S_e and vG- S_e (which overlaps vG- S_r) show a quite similar trend, with FS increasing monotonically as soil moisture decreases up to values close to the residual zone. At $\sim 0.25 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, the curve shows an inversion according to which the slope stability gets worse as the soil gets drier. FS reaches even values close to 1 for soil moisture close to the residual moisture content. The reason of such behavior is due to the FS formulation for unsaturated soils, and, in particular, to the used parameterization of the χ term, i.e. $\chi = S_e$. In cases of unsaturated soils, this term reduces the stabilizing contribution of the matric suction (third term of FS equation), in a rate which depends on the soil saturation, as observed in many field and laboratory tests. However, the use of the effective saturation as χ term (S_e) leads to the paradox of nullifying the suction effect as the soil moisture gets to the residual value, which resulted to be relatively ‘high’ in the case of DE model. This paradox is due to the different mathematical formulation of the three SWRC models. Similar behaviors were observed in the SWRC- S_e combinations of other considered samples with high clay content (i.e. $\geq 25\%$). For soils which are mainly sandy or with a sand content higher than 55%, as for sandy clay loam (S6) (Figure 1c and d) and sandy loam (S7), the three models lead to very similar FS curves up to values of water content corresponding to about 0.25, which corresponds, in the observed cases, to the upper limit of the residual zone of unsaturation (quasi static zone). Moreover, for these soils, FS assumes values always lower than 3.5.

Solid lines of figure 1b and d depict the results of the three models combined with parameterization $\chi = S_r$ (SWRC- S_r combinations). In the case of S1 soil (Figure 1b) a FS trend very similar for the three models can

be observed. In fact, the three curves seems to be essentially overlapped up to the first inflection point of the SWRC, i.e. for values of water content greater or equal to 0.46. As the water content decreases, the behavior of FS is slightly different depending on the used model, with FS increasing monotonically as soil moisture decreases. In this case the use of the degree of saturation, S_r , for the determination of the χ term avoids the occurrence of the above mentioned paradox, i.e. as water content decreases close to the residual values the χ term will always be greater than zero, avoiding to nullify the suction contribution. However, with respect to the S_e formulation, the use of S_r involves a slight overestimation of FS, as also highlighted by other authors. A similar behavior was observed for soils with high clay content, i.e. clay loam (S2), silt clay loam (S3) and silt loam (S4). Again, for soils with sand content greater than 55% (S6, figure 1d) all the combinations SWRC- S_r lead to almost identical FS values.

4 CONCLUSIONS

The results led to different outcomes depending on soil types and soil moisture ‘zones’. Specifically, it was observed that, within the residual zone, in clayey bimodal soils, the use of a specific soil water retention model might significantly affect the stability assessment independently from the used parameterization of χ . The choice of the formulation for the χ term is not particularly important when the *van Genuchten* and *Ross & Smettem* models are used; whereas, the use of *Dexter* model combined with the effective saturation may lead to unrealistic trend with slope stability getting worse as the moisture decreases. Hence, in the case of *Dexter* formulation, the choice of the parameterization can be crucial. In sandy-loamy soils with unimodal behavior, the choice of the parameterization of χ resulted to be more important than the choice of SWRC model. Specifically, at given χ term, either as effective or degree of saturation, the three models led to similar outcomes. However, even in this case, at very dry conditions, the *Dexter* model combined with the effective saturation depict showed an ‘irregular’ humped trend (but in a less significant rate with respect to the clayey soils). For soil moisture conditions approaching to the saturation, in both clayey and sandy (i.e. bimodal and unimodal) soils, no differences were observed among the three models, as also demonstrated in other studies (i.e. *Mukhlisin et al.*, 2011). This finding was further emphasized in highly sandy soils. In summary, it may be concluded that the choice of the suitable soil water retention model become extremely important for application of slope stability analysis to fine soils characterized by a bimodal behavior, especially if effective saturation term is used to evaluate the stability index and critical situations may be reached at unsaturated conditions. Whereas, if failure is reached, specifically at saturated conditions, the choice of the suitable soil water retention may be negligible.

REFERENCES

- Arnone, E., Dialynas, Y.G., Noto, L.V., & Bras, R.L. Accounting for soil parameter uncertainty in a physically based and distributed approach for rainfall-triggered landslides. *Hydrological Processes*, 2015, DOI: 10.1002/hyp.10609
- Dexter, A.R., E.A. Czyz, G. Richards & A. Reszkowska, 2008. A user-friendly water retention function that takes account of the textural and structural pore spaces in soil, *Geoderma*, 2008, 143:243-253.
- Lepore C., E. Arnone, L. V. Noto, G. Sivandran & R. L. Bras. Physically based modeling of rainfall-triggered landslides: a case study in the Luquillo forest, Puerto Rico. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 2013, 17, 3371–3387.
- Mukhlisin M., Baidillah MR, Taha MR & El-Shafie A. Effect of soil water retention model on slope stability analysis. *Intern. Journal of the Physical Sciences*. 2011, 6(19), 4629-4635.
- Oberg A. & G. Sallfors. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve.. *Geotech. Test J GTJODJ*, 1997, 20(1):40-48.
- Romano N., P. Nasta, G. Severino & J.W. Hopmans. Using Bimodal Lognormal Functions to Describe Soil Hydraulic Properties. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 2011, 75:468-480.
- Ross, P.J., & R.J. Smettem. Describing soil hydraulic properties with sums of simple functions. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 1993, 57:26–29.
- van Genuchten, M.Th. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 1980, 44:892-898
- Vanapalli S. K., D.G. Fredlund, D.E. Pufahl & A.W. Clifton. Model for prediction of shear strength with respect to soil suction. *Can. Geotech. J.* 1996, 33:379-392.

GA-SAKE: UN MODELLO BASATO SU ALGORITMI GENETICI PER LA PREVISIONE DI FRANE INDOTTE DA PIOGGIA

Stefano Luigi Gariano^{1,2}, Giulio Iovine³ & Oreste Terranova³

(1) CNR-IRPI, via Madonna Alta 126, 06128, Perugia; (2) Università di Perugia, Dipartimento di Fisica e Geologia, via A. Pascoli, 06123, Perugia; (3) CNR-IRPI, via Cavour 6, 87036, Rende (CS).

ASPETTI CHIAVE

- GA-SAKE è un modello empirico-idrologico per la previsione di frane, la cui calibrazione è automatica grazie all'utilizzo di algoritmi genetici.
- È applicabile a singole frane (superficiali o profonde) o a popolazioni di frane simili, in contesti geo-ambientali omogenei. Richiede in input serie di piogge e di date di attivazione di frana.
- Vengono presentati i risultati ottenuti per tre casi di studio in Calabria.

1 INTRODUZIONE

Come in gran parte del territorio italiano, anche in Calabria ogni anno le piogge (intense e/o prolungate) innescano fenomeni franosi che spesso provocano danni consistenti e perdita di vite umane (Iovine et al., 2009a). Pertanto, la previsione delle instabilità di versante causate dalle precipitazioni assume un'importanza primaria.

Generalmente, la modellazione delle relazioni tra piogge e innesco di movimenti di versante viene effettuata seguendo due approcci distinti, in funzione delle finalità del lavoro. Un primo approccio include i modelli “completi di versante” o “fisicamente basati”, in cui le condizioni di stabilità vengono analizzate quantitativamente in base alla geometria del pendio, alle caratteristiche dei materiali e al regime delle acque nel sottosuolo. Un secondo approccio riguarda i modelli “empirici” o “idrologici”, in cui le serie di pioggia legate alle attivazioni storiche delle frane sono sottoposte ad analisi statistiche. Tali analisi possono essere eseguite a scala regionale o sub-regionale, e consentono di individuare valori soglia e relativi campi di probabilità. I modelli idrologici hanno quindi il pregio, rispetto a quelli completi, di non richiedere una conoscenza dettagliata delle caratteristiche fisiche del territorio, risultando meno onerosi e di più immediata applicazione. Ciò ne consente l'utilizzo nei sistemi d'allertamento, per i quali la tempestività e l'affidabilità costituiscono aspetti imprescindibili per una efficace gestione delle emergenze (Iovine et al., 2006; 2009b; Terranova et al., 2010).

In genere, i modelli empirici portano alla definizione di *soglie* (rappresentabili in termini numerici o con delle equazioni) che separano le condizioni idrologiche che non producono instabilità da quelle che le innescano. Nei modelli più raffinati, per esprimere l'influenza delle piogge sulla dinamica del versante si utilizzano delle *funzioni filtro* (*kernel*), caratterizzate essenzialmente da: *tempo-base* (t_b) e *forma*. Sia il *tempo-base* sia la *forma* sono influenzati dalle dimensioni del fenomeno franoso e dalla complessità idrogeologica del versante in cui esso si sviluppa. In particolare, t_b esprime l'estensione temporale delle piogge capaci di influenzare la stabilità di un versante. Dalla convoluzione tra *kernel* e serie delle piogge si ottiene la *funzione di mobilitazione* che è, appunto, lo strumento da utilizzare in fase previsionale.

2 DESCRIZIONE DEL MODELLO

GA-SAKE (*Genetic-Algorithm-based Self Adaptive Kernel*) è un modello idrologico per la previsione del tempo di attivazione delle frane, basato sull'analisi della serie storica delle piogge e delle date di attivazione (Terranova et al., 2015). Il modello, di tipo *black-box*, si basa sull'assunzione di una risposta lineare e stazionaria del versante, in termini di stabilità, rispetto alle piogge. Esso è ispirato al modello FLAIR (Sirangelo & Versace, 1996; Capparelli & Versace, 2011), da cui si differenzia per alcune peculiarità. La prima consiste nell'avere un *kernel* non parametrico, costituito da una serie di elementi, definiti per ciascun intervallo di tempo. La dicitura “*Self Adaptive*” si riferisce alla seconda peculiarità del modello, ovvero alla capacità di adattamento automatico del *kernel* al caso analizzato, prescindendo dalla propria forma iniziale, attraverso una procedura iterativa basata sugli Algoritmi Genetici (D'Ambrosio et al., 2013). In questo tipo

di modelli, i *kernel* esprimono – attraverso t_b e *forma* – la risposta dei versanti alle piogge, assegnando pesi differenti alle precipitazioni occorse prima dell’attivazione della frana considerata. L’adozione di un *kernel* non parametrico, calibrato attraverso tecniche automatizzate, permette di ottenere uno strumento affidabile per la previsione dell’occorrenza delle frane.

$GA-SAKe$ può essere applicato a fenomeni franosi sia superficiali sia profondi. Esso consente l’analisi di singoli movimenti di versante oppure di popolazioni di frane, fra loro sufficientemente simili e sviluppate in contesti territoriali omogenei (in termini geologici, geomorfologici, idrogeologici e pluviometrici). Il modello richiede in *input* la serie continua delle piogge e le date di attivazione delle frane in esame. Le informazioni possono essere utilmente suddivise in due sotto-campioni, da utilizzare per le fasi di calibrazione e di validazione del modello. L’*output* è rappresentato dalla funzione di mobilitazione, $z_{(t)}$. In realtà, la fase di calibrazione fornisce una famiglia di *kernel* “ottimali” (con relative *funzioni di mobilitazione*), caratterizzati da *fitness* che esprimono la capacità del modello di prevedere correttamente i casi considerati. Selezionato opportunamente un *kernel* da detta famiglia (ad esempio, sintetizzando il *kernel* “medio”), esso viene validato, verificandone le capacità di previsione rispetto ai casi non utilizzati per la calibrazione. Nel caso che la validazione abbia esito soddisfacente, il modello può essere integrato in un sistema di allertamento: disponendo delle registrazioni di pioggia e di previsioni meteo a breve termine, se il valore $z_{(t)}$ previsto supera il valore soglia z_{cr} , il modello segnala la possibilità di innesco del fenomeno franoso, consentendo l’attivazione di procedure di mitigazione del rischio.

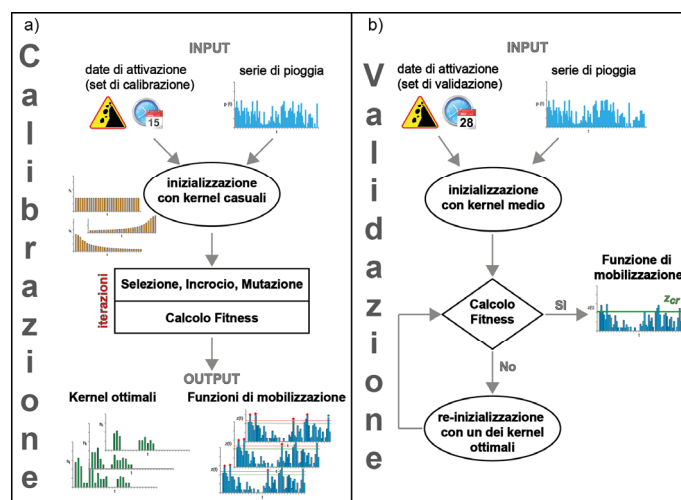


Figura 1. Schema delle procedure di a) calibrazione e b) validazione del modello $GA-SAKe$.

Al fine di calibrare il modello (Figura 1a), all’inizio di ogni iterazione dell’Algoritmo Genetico viene generata una famiglia casuale di filtri. Ciascun ciclo è costituito dall’applicazione in sequenza di tre operatori (*selezione*, *incrocio* e *mutazione*), e porta alla generazione di una nuova popolazione di filtri. La selezione dei migliori individui viene effettuata in maniera probabilistica, sulla base delle *performance* descritte dalla *funzione di fitness*. Gli individui prescelti per la riproduzione (i.e. per la generazione della popolazione successiva) vengono sottoposti, probabilisticamente, a *incrocio* e *mutazione*, e quindi testati (ricominciando il ciclo). Alla fine della procedura, la famiglia dei *kernel* “ottimali” presenta *funzioni di mobilitazione* con date dei picchi più alti coincidenti alle date di attivazione della frana in esame (a meno di *margini di tolleranza*, predefiniti caso per caso).

L’ottimizzazione del modello avviene in due fasi. La prima è mirata alla ricerca del *kernel* che produce la *funzione di mobilitazione* che massimizza la *fitness*, Φ . Quest’ultima è definita in base alla posizione relativa (*rank*, k_i) delle altezze dei picchi della *funzione di mobilitazione*, in corrispondenza delle L date di attivazione franosa:

$$\Phi = \sum_{i=1}^L k_i^{-1} . \quad (1)$$

La seconda fase di ottimizzazione tende a massimizzare il *margin* di sicurezza, Δz_{cr} , definito come:

$$\Delta z_{cr} = (z_{j-\min} - z_{cr}) / z_{j-\min} \quad (2)$$

in cui $z_{j-\min}$ è l'altezza del picco più basso della *funzione di mobilitazione*, corrispondente a una delle date note di attivazione franosa, e z_{cr} è l'altezza critica, cioè l'altezza del picco più alto della *funzione di mobilitazione*, immediatamente inferiore a $z_{j-\min}$.

In tal modo, *kernel* con Φ equivalenti possono essere distinti, evidenziando quelli più utili a fini previsionali, essendo caratterizzati da una migliore separazione tra i picchi della *funzione di mobilitazione* associati a date di attivazione franosa e quelli non associati ad alcuna attivazione nota.

Per ciascuno dei casi di studio considerati nel presente lavoro, i 100 migliori *kernel* ottenuti in fase di calibrazione sono stati “sintetizzati” in un *kernel* medio. Quest'ultimo è stato successivamente testato in fase di validazione (Figura 1b), considerando il sotto-campione di date d'attivazione franosa non impiegato per la calibrazione e la corrispondente serie di pioggia. L'esito delle validazioni è risultato soddisfacente per tutti e tre i casi considerati.

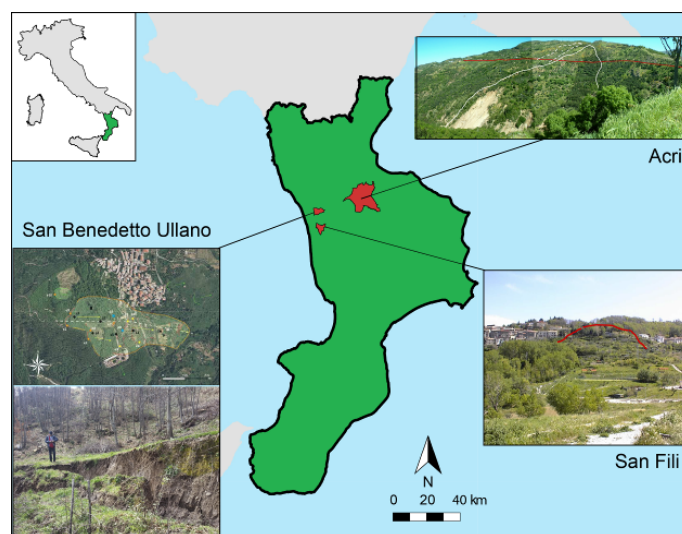


Figura 2. Localizzazione dei tre casi di studio in Calabria. L'estensione dei comuni di Acri, San Benedetto Ullano e San Fili è indicata in rosso. Per ciascun caso sono riportate immagini oblique; per San Benedetto Ullano, si riporta anche uno schema su immagine Google Earth.

3 CASI STUDIO

La localizzazione dei casi di studio è riportata in Figura 2. Si tratta di 3 frane da scivolamento in roccia in Calabria settentrionale:

1. “Acri-Serra di Buda”, sviluppata nell’ambito dell’omonimo *sackung* su rocce metamorfiche (scisti e gneiss biotitici, localmente granatiferi – Paleozoico); spessore tra 45 e 50 m; per tale caso di studio sono disponibili 6 date di attivazione (20.11.1937; 29.12.1937; 12.1944-01.1945; 01.12.1980; 28.11.1984; 01.04.1985 – *Gariano et al.*, 2013); sono stati utilizzati i dati di pioggia giornaliera registrati nella stazione di Acri dal 01.01.1932 al 31.03.1986.
2. “San Benedetto Ullano-San Rocco”, sviluppato in rocce metamorfiche (gneiss e scisti biotitici a granato, con vene granitiche e pegmatitiche – Paleozoico); spessore tra 15 e 35 m; per tale caso sono disponibili 3 date di attivazione (28.01.2009; 31.01.2010; 15.03.2013 - *Iovine et al.*, 2010; *Capparelli et al.*, 2012; *Terranova et al.*, 2013); sono stati utilizzati i dati di pioggia giornaliera registrati nella stazione di Montalto Uffugo dal 01.01-1970 al 30.04.2013.
3. “San Fili-Uncino”, sviluppato in conglomerati, areniti e argille marnose (Miocene sup.) sovrapposti a gneiss e scisti biotitici (Paleozoico); spessore medio minore al 25 m; per tale caso sono disponibili 6 date di attivazione (16.01.1960; dal 01.11.1962 al 14.04.1963; 15.04.1964; 14.12.1966; 13.02.1979; dicembre 1980 - *Terranova et al.*, 2015); sono stati utilizzati i dati di pioggia giornaliera registrati nella

stazione di Montalto Uffugo dal 01.09.1959 al 31.03.1981.

4 RISULTATI

I risultati ottenuti sono sintetizzati in Tabella 1. I valori del *tempo base* per i *kernel* ottimali sono coerenti con i tipi e le dimensioni (profondità tra 15 e 50 m) delle frane analizzate, tenuto conto della diversa permeabilità media delle rocce coinvolte e della complessità della circolazione delle acque sotterranee.

Caso studio	Segnalazioni (calibrazione + validazione)	Tempo-base (giorni)	<i>Fitness</i> calibrazione	Iterazioni	<i>Fitness</i> validazione
1. Acri	5+1	59	80.5%	1072/5000	84.5%
2. San Benedetto Ullano	2+1	46	100%	122/1000	100%
3. San Fili	5+1	66	100%	684/5000	100%

Tabella 1. Risultati per i tre casi studio. Sono riportati: numero di segnalazioni utilizzate per calibrazione e validazione; *tempo-base* del *kernel* ottimale; *fitness* ottenuta in fase di calibrazione e iterazioni minime per il suo raggiungimento (rispetto alle iterazioni totali effettuate); *fitness* ottenuta in fase di validazione.

Per i tre casi studio sono stati, pertanto, ottenuti buoni risultati in termini sia di calibrazione sia di validazione. Le *funzioni di mobilitazione* validate sono quindi utilizzabili, a scopi previsionali, nell'ambito di sistemi di allertamento. Ulteriori perfezionamenti del modello sono in corso per la riduzione dei tempi di elaborazione, anche attraverso l'impiego di calcolo parallelo, e l'applicazione di altri tipi di algoritmi genetici.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Capparelli, G., Iaquina, P., Iovine, G., Terranova, O.G. & Versace P. Modelling the rainfall-induced mobilization of a large slope movement in northern Calabria, *Natural Hazards*, 2012, 61(1), 247-256.
- Capparelli, G. & Versace, P. FLAIR and SUSHI: two mathematical models for early warning of landslides induced by rainfall, *Landslides*, 2011, 8, 67-79.
- D'Ambrosio, D., Spataro, W., Rongo, R. & Iovine G. Genetic algorithms, Optimization, and Evolutionary Modeling. *Quantitative Modeling of Geomorphology. Treatise on Geomorphology*. Academic Press, 2013, 74-97.
- Gariano, S.L., Terranova, O.G., Greco, R., Iaquina, P. & Iovine, G. Forecasting the timing of activation of rainfall-induced landslides. An application of GA-SAKE to the Acri case study (Calabria, Southern Italy), *Geophysical Research Abstracts*, 15, EGU2013-678, 2013.
- Iovine, G., Petrucci, O., Rizzo, V. & Tansi, C. The March 7th 2005 Cavallerizzo (Cezeto) landslide in Calabria-Southern Italy. *Proc. 10th IAEG Congress, Engineering geology for tomorrow's cities-Nottingham (UK)*, The Geological Society of London, 2006, 785, 1-12.
- Iovine, G., Gariano, S.L. & Terranova O.G. Alcune riflessioni sull'esposizione al rischio da frane superficiali alla luce dei recenti eventi in Italia meridionale. *Geologi Calabria*, 2009a, 10(2), 4-31.
- Iovine, G., Iaquina, P., & Terranova, O.G. Emergency management of landslide risk during Autumn-Winter 2008/2009 in Calabria (Italy). The example of San Benedetto Ullano. *Proceedings of the 18th World IMACS Congress and MODSIM09 International Congress on Modelling and Simulation. Modelling and Simulation Society of Australia and New Zealand and International Association for Mathematics and Computers in Simulation*, 2009b, 2686-2693.
- Iovine, G., Lollino, P., Gariano, S.L. & Terranova, O.G. Coupling limit equilibrium analyses and real-time monitoring to refine a landslide surveillance system in Calabria (southern Italy), *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2010, 10, 2341-2354.
- Sirangelo, B. & Versace, P. A real time forecasting for landslides triggered by rainfall, *Meccanica*, 1996, 31, 1-13.
- Terranova, O.G., Lollino, P., Gariano, S.L., Iaquina, P., Iovine, G. Un sistema integrato di sorveglianza per la mitigazione del rischio da frana, *Geologi Calabria*, 2010, 11 (1), 6-28.
- Terranova, O.G., Iaquina, P., Gariano, S.L., Greco, R. & Iovine, G. *CM-SAKE*: A hydrological model to forecasting landslide activations, in *Landslide Science and Practice*, vol. 3, edited by: Margottini, C., Canuti, P., and Sassa K., Springer, 73-79, 2013.
- Terranova, O.G., Gariano, S.L., Iaquina, P. & Iovine, G. *GA-SAKE*: forecasting landslide activations by a genetic-algorithms-based hydrological model, *Geoscientific Model Development*, 2015, 8, 1955-1978.

ANALISI DEL RISCHIO IN PROSSIMITÀ DELLA FOCE DEL TORRENTE OLIVETO (RC)

Giandomenico Foti¹ & Carmelo Luca Sicilia²

(1) Università degli Studi “Mediterranea” di Reggio Calabria, Dipartimento DICEAM, giandomenico.foti@unirc.it; (2) Università degli Studi “Mediterranea” di Reggio Calabria, Dipartimento DICEAM, luca.sicilia.86@gmail.com

ASPETTI CHIAVE

- Descrizione di un caso di studio riguardante la valutazione delle condizioni di rischio in prossimità della foce del Torrente Oliveto (RC)
- Indagini preliminari effettuate: caratterizzazione geologica, geomorfologica e climatica, analisi granulometriche, rilievi plano-altimetrici dell'alveo e rilievi batimetrici degli invasi
- Descrizione delle modellazioni idrologica ed idraulica, condotte ipotizzando diversi scenari: eventi frequenti, di progetto e catastrofici (dam break delle opere di sbarramento degli invasi)

1 INTRODUZIONE

L'articolo descrive un caso di studio sulla valutazione delle condizioni di rischio in prossimità della foce del Torrente Oliveto (RC), nell'ambito del quale sono stati analizzati aspetti geologici, geomorfologici, idrologici ed idraulici. A tale scopo è stato costruito il modello digitale del terreno tramite un rilievo dettagliato dell'asta fluviale e delle zone adiacenti ad essa, sono stati effettuati rilievi batimetrici degli invasi presenti nella parte montana del bacino e sono state svolte analisi granulometriche dei sedimenti presenti lungo l'alveo, a seguito dei quali sono state condotte le modellazioni idrologiche ed idrauliche ipotizzando diversi scenari: eventi frequenti, di progetto e catastrofici (valutando anche la rottura degli sbarramenti).

Il bacino idrografico del Torrente Oliveto ricade interamente nel territorio comunale di Motta San Giovanni (RC) ed ha estensione areale di 13,9 km², orientazione NE-SW, quota massima di circa 900 m slm, altezza media di 536 m slm, pendenza media pari al 23% ed asta fluviale principale con lunghezza di 12 km; i suoi principali affluenti sono il Torrente San Basilio e il Fosso Rocca di San Giovanni. Nella porzione elevata del bacino sono presenti due invasi: lo Scillupia (a circa 700 m slm, è un'opera naturale delimitata da una diga in terra) ed il Vena (a circa 630 m slm, è un'opera artificiale in cui sono presenti un'opera di presa ed un'opera di scarico), entrambi caratterizzati da superficie di circa 10000 m² e volume di circa 50000 m³ e collegati da un canale quasi completamente artificiale (tranne negli ultimi 70 m), avente lunghezza complessiva di circa 1 km. L'area d'interesse è prevalentemente costituita da rilievi collinari che rappresentano le propaggini sud-occidentali del massiccio montuoso dell'Aspromonte, digradanti verso la costa ionica. Dal punto di vista geo-litologico sono presenti un basamento cristallino-metamorfico sul quale si sovrappongono le formazioni clastiche sedimentarie di età terziaria (soprattutto del Miocene) ed i terreni pliocenici, pleistocenici ed olocenici. I depositi alluvionali che costituiscono l'alveo del Torrente Oliveto sono composti da una matrice prevalentemente sabbiosa-ghiaiosa-ciottolosa con silt e argilla, in cui sono immersi elementi (massi e blocchi) che possono raggiungere volumi di alcuni m³. Dal punto di vista climatico le condizioni dell'area sono quelle tipiche mediterranee, caratterizzate da un semestre autunnale e invernale relativamente mite, in termini di temperature e di precipitazioni, e da un semestre primaverile ed estivo lungo e secco, con temperature elevate e piogge generalmente molto scarse.

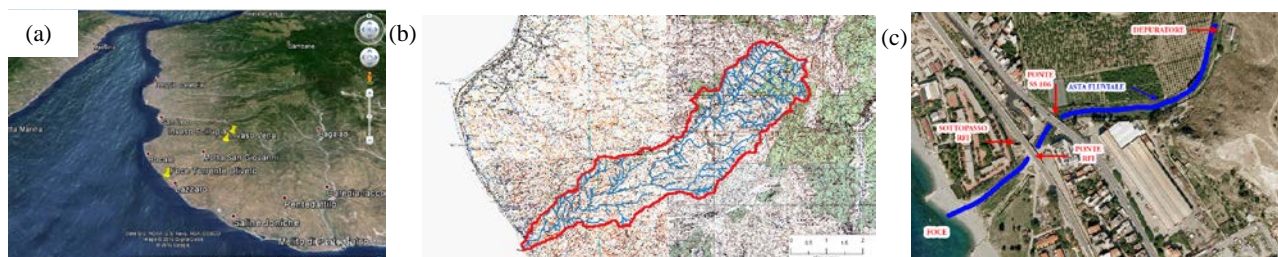


Figura 1. Nel pannello (a) è riportata l'ubicazione geografica del Torrente Oliveto, nel pannello (b) è mostrata la corografia generale del bacino idrografico (in scala 1:50000) e nel pannello (c) è mostrato il tratto terminale del Torrente.

2 MODELLAZIONI

2.1 Modellazione idrologica

La modellazione idrologica del bacino del Torrente Oliveto è stata condotta col software HEC-HMS 4.0, definendo in input il modello di bacino ed il modello meteorologico, per valutare le caratteristiche delle piene attese con diversi tempi di ritorno (2, 5, 10, 20, 50, 200 e 500 anni). Sono stati analizzati 31 modelli di bacino, riconducibili a tre distinte tipologie (assenza e presenza di invasi, soggetti e non soggetti a rottura). I modelli caratterizzati da assenza di invasi sono stati predisposti per stimare, in maniera speditiva, l'ordine di grandezza della portata di piena e per valutare l'influenza dei principali parametri in gioco mentre nei modelli caratterizzati da presenza di invasi non soggetti a dam break è stata valutata l'influenza dei metodi di propagazione dell'onda di piena. Infine, il dam break è stato valutato prendendo in esame la rottura del solo invaso Scillupia, del solo invaso Vena e la rottura contemporanea di entrambi, in presenza di diverse configurazioni geometriche e temporali della frattura.

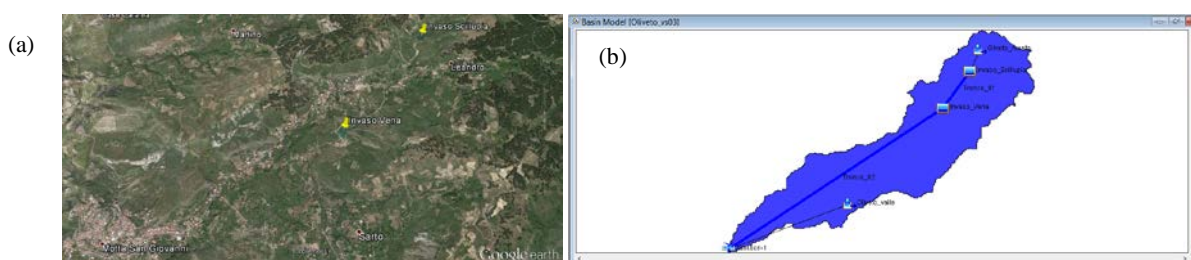


Figura 2. Nel pannello (a) è riportata l'ubicazione geografica degli invasi Scillupia e Vena, nel pannello (b) è mostrato il Basin Model comprendente gli invasi, predisposto nel software HEC-HMS 4.0.

Per predisporre il modello meteorologico è stato necessario, preliminarmente, analizzare statisticamente i massimi annuali delle precipitazioni di durate 1, 3, 6, 12 e 24 ore per stimare le curve di possibilità pluviometrica per tempi di ritorno di 50, 200 e 500 anni (relative ad eventi di progetto secondo la normativa regionale vigente). Nel bacino idrografico del Torrente Oliveto non sono presenti stazioni pluviometriche per cui tale analisi è stata condotta applicando la distribuzione TCEV (*Stediger, 1983; Fiorentino et al., 1987; Versace et al., 1989; Rossi & Villani, 1992*). Per confronto è stata condotta un'ulteriore analisi applicando la distribuzione di *Gumbel* (1958) a partire dalle serie storiche delle stazioni più vicine al bacino in esame (Reggio Calabria, Reggio Calabria Arasì e Croce San Lorenzo): per ciascuna di esse è stata valutata l'area di influenza, il corrispondente peso da attribuire in fase di calcolo ed il buon adattamento dei dati alla distribuzione ipotizzata mediante test chi quadrato di Pearson.

I valori di portata ottenuti in assenza di invasi con la distribuzione TCEV sono sensibilmente maggiori di quelli ottenuti con la distribuzione Gumbel (con incrementi compresi tra 50 ed 80%) pertanto, per andare a vantaggio di sicurezza, le simulazioni caratterizzate da presenza di invasi sono state svolte considerando distribuzione TCEV. Per motivazioni analoghe, anche l'analisi degli eventi frequenti è stata condotta applicando la distribuzione TCEV e stimando le curve di possibilità pluviometrica relative ai tempi di ritorno di 2, 5, 10 e 20 anni.

Durata [ore]	TCEV			Gumbel		
	T = 50 anni [mm]	T = 200 anni [mm]	T = 500 anni [mm]	T = 50 anni [mm]	T = 200 anni [mm]	T = 500 anni [mm]
1	82.92	110.60	128.89	60.89	74.54	83.52
2	105.87	141.21	164.57	90.86	111.23	124.65
3	122.14	162.91	189.86	117.06	143.31	160.60
6	155.95	208.01	242.41	150.90	184.76	207.05
12	199.12	265.58	309.52	194.63	238.32	267.08
24	254.23	339.10	395.19	60.89	74.54	83.52

Tabella 1. Confronto tra le altezze di pioggia di tempo di ritorno 50, 200 e 500 anni stimate applicando le distribuzioni TCEV e Gumbel.

2.2 Modellazione idraulica

La modellazione idraulica è stata condotta col software HEC-RAS 4.1 per valutare il rischio di esondazione nella parte terminale del Torrente Oliveto, in prossimità della foce, verificando quindi se le sezioni di deflusso abbiano caratteristiche tali da garantire il regolare deflusso delle acque in condizioni di moto monodimensionale permanente. Lungo il tratto di asta analizzato sono presenti solo due ponti, in nessuno dei quali sono presenti pile che possano perturbare la corrente fluida.

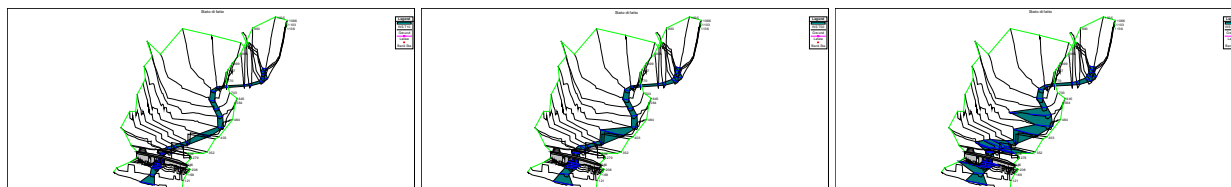


Figura 3. Nel pannello (a) è riportata la rappresentazione assonometrica del Torrente Oliveto in condizioni di piena per tempo di ritorno di 10 anni, nel pannello (b) è mostrata la rappresentazione assonometrica per tempo di ritorno di 50 anni e nel pannello (c) è mostrata la rappresentazione assonometrica per tempo di ritorno di 200 anni.

3 ANALISI DEL RISCHIO

L'analisi condotta ha evidenziato criticità di tipo:

- geomorfologico:
 - breve tempo di corrivazione ed elevati valori di velocità del fluido (il Torrente è caratterizzato da limitata lunghezza dell'asta principale e da pendenze significative);
 - abbondante presenza di materiale detritico, di granulometria grossolana e fine, lungo i versanti del bacini idrografici causata dalla progressiva riduzione, in particolare negli ultimi decenni, delle pratiche colturali lungo i versanti e dall'abbandono o dalla mancata manutenzione degli interventi di sistemazione agricolo-forestale (terrazze, localmente dette "armacieri" o "armacie");
- climatico:
 - condizioni orografiche, con i rilievi dell'Aspromonte retrostanti alla costa che si oppongono alle correnti umide che provengono dai quadranti sud-occidentali, e la presenza dello Stretto di Messina, caratterizzato da una circolazione atmosferica del tutto peculiare con correnti d'aria in quota che possono contrastare le correnti a bassa quota per cui la combinazione di questi fattori può dar luogo a eventi di elevata intensità che si concentrano in determinati periodi dell'anno, generalmente compresi tra settembre e dicembre, in cui la temperatura del mare è ancora elevata e le masse d'aria si possono caricare di umidità a temperatura relativamente alta scontrandosi con masse d'aria significativamente più asciutte e meno calde presenti negli alti strati;
- idraulico-idrologico:
 - dam break, la condizione peggiore è quella di rottura profonda istantanea, che genera una portata circa doppia rispetto a quella ottenuta in assenza di dam break, mentre sia la rottura intermedia che quella in tempi relativamente lunghi generano incrementi di portata trascurabili a causa degli effetti di laminazione che si instaurano nel bacino stesso; inoltre, la rottura del solo invaso Scillupia genera incrementi trascurabili della portata al colmo a causa degli effetti di laminazione indotti dalla presenza del sottostante invaso Vena (cfr. Fig. 2) e la rottura contemporanea dei due invasi genera incrementi trascurabili rispetto alla rottura del solo invaso Vena, sempre a causa degli effetti di laminazione della portata proveniente dall'invaso Scillupia che si generano nell'invaso Vena;
 - eventi frequenti, con tempo di ritorno di 2 e 10 anni, non causano problemi di

esondazione mentre con un tempo di ritorno di 50 anni va in crisi il tratto di torrente compreso tra i due ponti mentre con un tempo di ritorno di 200 anni le aree esondabili diventano il tratto a monte del ponte della SS 106, il tratto compreso tra i due ponti ed il tratto a valle del ponte RFI.

Pertanto, il tratto terminale del Torrente Oliveto è soggetto a condizioni di rischio idraulico a causa di possibili fenomeni di esondazione del corso d'acqua al verificarsi degli scenari previsti dalla normativa regionale vigente (portata liquida con tempi di ritorno di 50, 200 e 500 anni), tale condizione sarà accentuata in presenza di detriti all'interno della corrente idraulica ed al verificarsi di scenari catastrofici (rottura delle opere di sbarramento degli invasi Scillupia e Vena).

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Prof. Geol. Gabriele Scarascia Mugnozza, Università degli Studi di Roma "La Sapienza", Dipartimento di Scienze della Terra, per la redazione dell'analisi geologica e geomorfologica del Torrente Oliveto e per il prezioso supporto all'attività di analisi del rischio.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Fiorentino, M., Gabriele, S., Rossi, F., & Versace, P. Hierarchical approach for regional flood frequency analysis. *Regional Flood Frequency Analysis*, ed. V.P. Singh, Reidel, Dordrecht, The Netherlands, 1987, pp. 35-49.
- Gumbel, E.J. *Statistics of extremes*. Columbia University press, New York, USA, 1958.
- Rossi, F., & Villani, P. Regional flood estimation methods. *Coping with Floods*, 1992, 135-169.
- Stediger, J. Estimating a regional flood frequency distribution. *Water Resources Research*, 1983, 19 (5) .
- Versace, P., Ferrari, E., Fiorentino, M., Gabriele, S., & Rossi, F. *La valutazione delle piene in Calabria*. CNR-GNDCI, LINEA 1, CNR-IRPI. Cosenza: Geodata, 1989.

UN MODELLO 2D-SWE PARALLELO E MULTI-RISOLUZIONE

Renato Vacondio ¹, Francesca Aureli ¹, Alessia Ferrari ¹, Paolo Mignosa ¹, Federico Prost ¹, Alessandro Dal Palù ²,
Pier Paolo Alberoni ³

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura, Università degli Studi di Parma; (2) Dipartimento di Matematica e Informatica, Università degli Studi di Parma; (3) ARPAE Servizio Idro-Meteo-Clima.

ASPETTI CHIAVE:

- Risoluzione delle SWE-2D con un modello ai volumi finiti parallelizzato in ambiente CUDA
- Griglie di calcolo a risoluzione variabile: partizione quadtree implementata su GPU
- Ricostruzione dell'evento alluvionale del torrente Nure a Farini (PC), Settembre 2015: riduzione del 73% delle celle allocate e dell'83% dei tempi di calcolo rispetto ad una griglia uniforme

1 INTRODUZIONE

I modelli bidimensionali alle acque basse (2D-SWE) sono essenziali per simulare i fenomeni di allagamento dovuti a esondazioni e/o crolli arginali, laddove la modellazione monodimensionale non è applicabile (Vacondio *et al.*, 2012; Costabile & Macchione, 2015). I modelli espliciti ai volumi finiti, basati sui risolutori di Riemann, sono in grado di riprodurre adeguatamente la maggior parte dei fenomeni in questione e le recenti tecniche di parallelizzazione MPI e GPU hanno consentito di superare le limitazioni legate agli elevati tempi di calcolo, evitando nel secondo caso anche un incremento dei costi per processore. La maggior parte dei codici basati su GPU adotta tuttavia griglie Cartesiane (Vacondio *et al.*, 2014) che richiedono un dominio di calcolo rettangolare e non consentono di variare la risoluzione con sufficiente flessibilità, limitando di fatto la possibilità di studiare aree vaste dove però in alcune zone sia richiesta una risoluzione spaziale molto elevata.

Nella prima parte del presente lavoro viene introdotta una nuova tipologia di griglia, denominata BUQ (Block-Uniform Quadtree), che consente di allocare in memoria solamente l'effettivo dominio di calcolo (indipendentemente dalla forma geometrica) e di discretizzare lo stesso in modo non uniforme. A differenza delle griglie *quadtree* (Liang *et al.*, 2011) le BUQ consentono di sfruttare le potenzialità offerte dalle GPU, garantendo un accesso regolare ai dati in memoria. Nella seconda parte viene presentata la ricostruzione dell'evento alluvionale che ha interessato il torrente Nure (PC) nel settembre 2015 (Figura 1).



Figura 1. Effetti conseguenti al transito della piena del 13-14 settembre 2015 sul torrente Nure a Farini (PC).

2 CARATTERI PRINCIPALI DELL'IMPLEMENTAZIONE SU GPU

Il codice di calcolo è implementato in ambiente CUDA (Compute Unified Device Architecture) così da poter eseguire calcolo parallelo sulle schede video NVIDIA™. Ciascuna cella di calcolo corrisponde ad un thread (unità base di lavoro in CUDA) e $M \times M$ celle (nel prosieguo 16×16) formano un blocco regolare: tutti i blocchi sono poi processati in parallelo dalla GPU, sfruttando la velocità di comunicazione con la memoria.

Le griglie Cartesiane, per quanto poco flessibili, consentono un'allocatione dei dati su GPU che garantisce che blocchi adiacenti nel dominio fisico siano tali anche in memoria. Le griglie BUQ, qui introdotte, consentono invece che blocchi a diversa risoluzione coesistano nel dominio, imponendo però che le M^2 celle che li costituiscono abbiano la medesima dimensione o livello di risoluzione: dal livello 1 con celle aventi lato Δx_1 fino al livello n con celle aventi lato $\Delta x_n = 2^{n-1} \cdot \Delta x_1$.

I blocchi a diversa risoluzione sono allocati sulla GPU uno di seguito all'altro e l'adiacenza sulla griglia fisica non è pertanto garantita in memoria (Figura 2a, b); per ciascun blocco si memorizzano allora le informazioni topologiche (posizione cartesiana e risoluzione) relative agli 8 blocchi vicini. Tali informazioni consentono di ricostruire la posizione del blocco e delle celle in memoria, ogniqualvolta una cella sul bordo di un blocco (Figura 2c, d, e) necessiti delle grandezze conservate nella/e cella/e vicina/e ma appartenente/i ad un altro blocco, che potrà essere a risoluzione uguale, maggiore o minore (Liang, 2011).

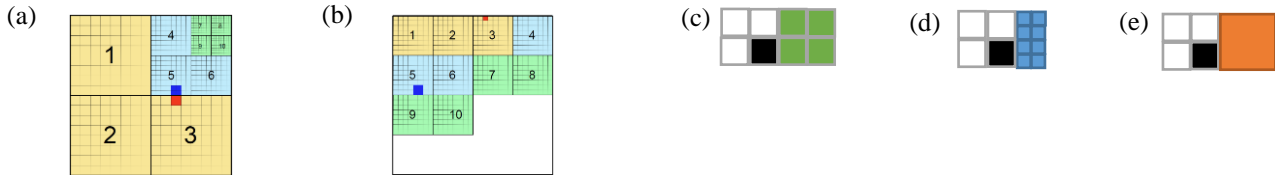


Figura 2. Esempio (a) di griglia BUQ con blocchi di 8×8 celle e tre livelli di risoluzione e (b) dell'allocazione in memoria. Ogni cella sul bordo (nera) può avere una cella vicina appartenente ad un altro blocco a risoluzione (c) uguale, (d) maggiore o (e) minore.

3 PROCEDURA DI GENERAZIONE DELLA GRIGLIA DI CALCOLO

La griglia di calcolo è generata al termine di una procedura automatica, che consente altresì all'utente di definire punti ai quali sia associato un particolare livello di risoluzione, secondo lo schema seguente:

1. esclusione dall'allocazione in memoria GPU di tutti i blocchi esterni al dominio di calcolo;
2. calcolo del numero minimo di blocchi a diversa risoluzione che dividono la griglia originale ad alta risoluzione, procedendo dal livello 1 (originale) ad n e riducendo ad ogni livello la risoluzione di un fattore 2 rispetto al precedente;
3. individuazione delle celle alla massima risoluzione 1 (definite dall'utente o per proprietà delle celle) e dei blocchi che le contengono. L'algoritmo rispetta due regole:
 - I. partizione quadtree. Un blocco a bassa risoluzione può essere suddiviso in 4 quadranti/blocchi a risoluzione superiore e l'individuazione di almeno uno di tali quadranti forza anche i rimanenti alla medesima risoluzione. Il punto in Figura 3a forza la risoluzione 1 al blocco che lo contiene e ai tre blocchi vicini rimanenti (i quattro formano un possibile blocco a risoluzione 2);
 - II. due blocchi vicini possono differire al massimo per un livello di risoluzione (anche in diagonale). In Figura 3a si individuano quindi 8 blocchi a risoluzione 2;
4. iterazione per ogni livello di risoluzione $i = 2 \dots n$ considerando le richieste dell'utente e quanto risultato dalla procedura al livello $i-1$. In Figura 3a per $i = 2$ e 3, la regola II forza 12 blocchi ad essere rispettivamente alla risoluzione 3 e 4.

4 MODELLO NUMERICO

Il modello numerico adottato, accurato al secondo ordine nello spazio e nel tempo (Vacondio et al, 2014), risolve in uno schema ai volumi finiti le classiche equazioni 2D-SWE (Toro, 1999a):

$$\frac{d}{dt} \int_A \mathbf{U} dA + \int_C \mathbf{H} \cdot \mathbf{n} dC = \int_A (\mathbf{S}_0 + \mathbf{S}_f) dA \quad (1)$$

dove A è l'area dell'elemento di integrazione, C l'elemento di contorno, \mathbf{n} il versore uscente normale a C , \mathbf{U} il vettore delle variabili conservate, $\mathbf{H}=(\mathbf{F}, \mathbf{G})$ il tensore dei flussi in direzione x ed y , \mathbf{S}_0 e \mathbf{S}_f i termini sorgente di pendenza e resistenza. La C -property è rispettata secondo Liang & Borthwick (2009) adottando la forma seguente delle equazioni:

$$\mathbf{U} = [\eta; uh; vh]^T, \mathbf{F} = \begin{bmatrix} uh \\ u^2h + \frac{1}{2}g(\eta^2 - 2\eta z) \\ uvh \end{bmatrix}, \mathbf{G} = \begin{bmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h + \frac{1}{2}g(\eta^2 - 2\eta z) \end{bmatrix}, \mathbf{S}_0 = \left[0; -g\eta \frac{\partial z}{\partial x}; -g\eta \frac{\partial z}{\partial y} \right]^T \quad (2)$$

dove h è la profondità idrica, u e v le componenti della velocità lungo x e y , g l'accelerazione di gravità, z la quota del fondo e $\eta = h + z$ è la quota idrica. Il termine \mathbf{S}_f è discretizzato usando la formulazione proposta da Caleffi et al. (2003) e i flussi sono calcolati mediante il risolutore di Riemann HLLC (Toro, 1999b).

5 SIMULAZIONE DELL'EVENTO ALLUVIONALE DEL 13-14 SETTEMBRE 2015 SUL TORRENTE NURE

Il modello di calcolo, con le griglie BUQ prima introdotte, è stato utilizzato per simulare l'evento alluvionale che ha interessato il torrente Nure e l'abitato di Farini (PC) nella notte tra il 13 e il 14 Settembre 2015 (Figura 1). Il corso d'acqua è stato modellato per una lunghezza dell'asta fluviale di circa 2.6 km mediante un modello digitale del terreno (DTM) ottenuto da un rilievo LiDAR effettuato immediatamente dopo l'evento. Quali condizioni al contorno di monte si sono imposti gli idrogrammi di piena rispettivamente per il torrente Nure e per i tre affluenti principali, ricavati dall'applicazione di un modello idrologico distribuito del bacino, a partire dalle precipitazioni semiorarie ottenute dalla combinazione di mappe radar e dati registrati ai pluviografi (Fornasiero *et al.*, 2008). A valle sul torrente Nure è stata invece imposta una condizione trasmissiva (far-field). Il tratto modellato è interessato da una frana attiva, che restringe localmente l'alveo e la valle a poco più di venti metri, nonché da una serie di briglie. L'evento è stato simulato dalle 23 del 13 Settembre fino alle 4 della mattina del giorno seguente, per un totale di 5 ore.

Le simulazioni (Tabella 1) sono state condotte adottando sia una griglia BUQ uniforme con passo $\Delta x = 0.5$ m che una griglia BUQ non uniforme avente massima risoluzione pari a $\Delta x_1 = 0.5$ m e minima risoluzione pari a $\Delta x_3 = 2$ m. A titolo esemplificativo, in Figura 3b sono mostrati alcuni dei punti scelti per imporre i livelli di risoluzione 1, 2 e 3 ed in Figura 3c è riportata la griglia risultante.

Griglia	$\Delta x_{min}(m)$	$\Delta x_{max}(m)$	N. celle (10^6)	Tempo di calcolo (h)
Uniforme	0.5	0.5	3.541	9.40
Non uniforme	0.5	2.0	0.974	1.54

Tabella 1. Tipo di griglia, minima e massima dimensione delle celle di calcolo, numero di celle e tempo di calcolo (Tesla® K40).

Rispetto alla griglia a risoluzione uniforme, costituita da circa 3.5 mln di celle, quella a risoluzione variabile consente di ridurre sia il numero di celle da allocare sulla scheda video (Tesla® K40) di un fattore prossimo a 4 che i tempi di calcolo di un fattore superiore a 6.

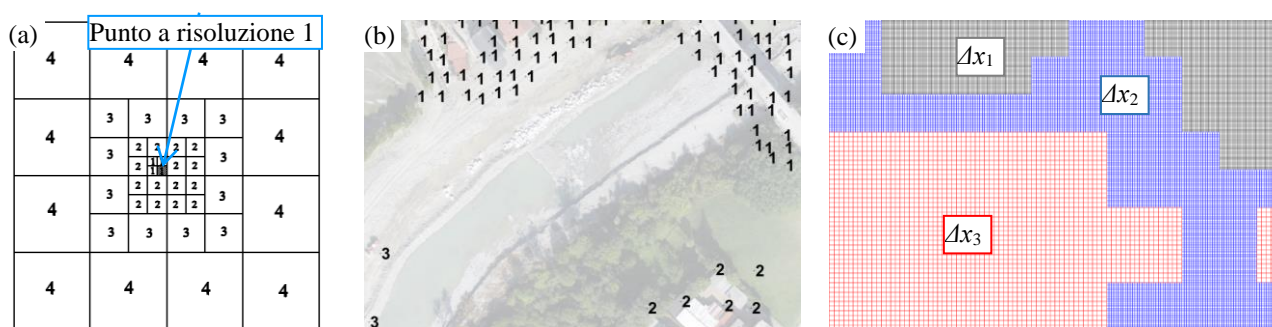


Figura 3. (a) Schema generico di generazione della griglia BUQ, dettaglio (b) dei punti usati per imporre le risoluzioni 1,2,3 e (c) della griglia risultante per il caso test analizzato.

In Figura 4a è riportata la mappa relativa alle massime profondità idriche. Si apprezzano, a monte della strettoia provocata dalla frana, profondità idriche massime anche superiori a 11 m, confermate dalle tracce, ben evidenti, del materiale trasportato durante la piena, nonché dall'aggiramento e danneggiamento di alcune briglie. Ivi si è formato un lago effimero, che ha momentaneamente invasato un volume di circa 900×10^3 m³, come si evince dalla mappa delle quote idriche riferite al transito del colmo (Figura 4b). La corrispondente mappa delle velocità (Figura 4c) evidenzia bassi valori in corrispondenza di questa zona. La corrente passa in numerosi punti da lenta a veloce e viceversa, come mostra la mappa dei valori del numero di Froude (Figura 4d). Nella parte interna dell'abitato di Farini si riscontrano tiranti idrici ovunque superiori a 50 cm, che raggiungono i 2.5 m nella piazza del Municipio: anche tali valori trovano ottimo riscontro nelle tracce sugli edifici e nel rilievo a terra effettuato subito dopo l'evento. La Figura 4e riporta il modulo delle velocità idriche in concomitanza del transito del colmo dell'onda di piena nella zona dell'abitato di Farini. Si apprezzano valori anche superiori a 8 m/s in alveo, che giustificano la distruzione degli edifici più esposti (Figura 1) e della scogliera realizzata con massi ciclopici, e fino a 5 m/s lungo alcune strade all'interno del centro abitato.

6 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stata illustrata una nuova forma di griglia, denominata BUQ (Block-Uniform Quadtree), che supera i limiti principali delle griglie Cartesiane, allocando in memoria solamente le celle interne al dominio di calcolo e consentendo una risoluzione variabile all'interno della stesso. Le griglie, basate sulla partizione quadtree, sono state implementate in un modello SWE-2D parallelo su GPU garantendo un'elevata efficienza computazionale.

La ricostruzione dell'evento alluvionale, verificatosi sul torrente Nure nei pressi dell'abitato di Farini (PC) il 13-14 settembre 2015, ha mostrato come la risoluzione variabile sia idonea a simulare i fenomeni di allagamento su territori che necessitano in alcune zone di un grado di dettaglio/risoluzione elevato (qui 0.5 m), consentendo una riduzione fino al 70% del numero delle celle di calcolo e di oltre l'83% dei tempi di calcolo, rispetto ad una griglia uniforme.

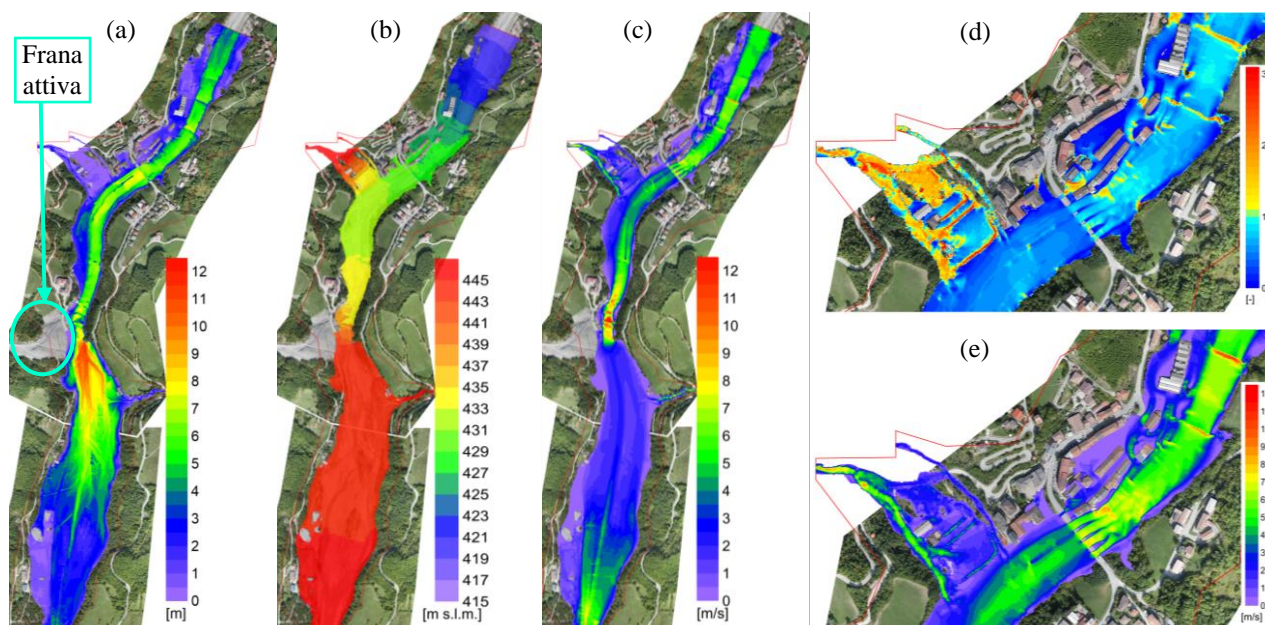


Figura 4. Mappe: (a) delle massime profondità idriche, (b) delle quote idriche e (c) delle velocità in un istante prossimo al colmo dell'onda di piena. Per il medesimo istante sono riportati (d) i numeri di Froude e (e) le velocità nei pressi dell'abitato di Farini.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato parzialmente supportato dal Ministero dell'Istruzione, dell'Università e della Ricerca sotto il progetto SIR (Scientific Independence of young Researchers), grant number RBSI14R1GP, CUP code D92I15000190001m, da NVIDIA sotto il progetto CUDA Research Center Program e dal progetto di ricerca GNCS - INdAM 2016.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Caleffi, V., Valiani, A. & Zanni, A. Finite volume method for simulating extreme flood events in natural channels. *J. Hydraul. Res.* 41, 167-177, 2003.
- Costabile, P. & Macchione, F. Enhancing river model set-up for 2-D dynamic flood modelling. *Env. Model. Softw.* 67, 89-107, 2015.
- Fornasiero, A., Amorati, R. & Alberoni, P.P. Radar quantitative precipitation estimation at Arpa-Sim: a critical approach to retrieve the rainfall rate at the ground level. *Proceedings of the 5th European Radar Conference, Helsinki (Vol. 30)*, 2008.
- Liang, Q. & Borthwick, A.G.L. Adaptive quadtree simulation of shallow flows with wet-dry fronts over complex topography. *Comput. Fluids* 38, 221-234, 2009.
- Liang, Q. A structured but non-uniform Cartesian grid-based model for the shallow water equations, *Int. J. Numer. Meth. Fluids* 66, 537 – 554, 2011.
- Toro, E. *Shock Capturing Methods for Free Surface Shallow Water Flows*. Wiley, New York, 1999a.
- Toro, E. *Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics*. Springer, 1999b.
- Vacondio, R., Rogers, B.D., Stansby, P.K. & Mignosa, P. SPH modeling of shallow flow with open boundaries for practical flood simulation. *J Hydraulic Eng.* 138, 530–541, 2012.
- Vacondio, R., Dal Palù, A. & Mignosa, P. GPU-enhanced Finite Volume Shallow Water solver for fast flood simulations. *Environ. Model. Softw.* 57, 60-75, 2014.

IL TRASPORTO DI DETRITI GALLEGGIANTI: MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE E MISURE IDRODINAMICHE

Elisabetta Persi, Gabriella Petaccia, Sauro Manenti, Paolo Ghilardi, Stefano Sibilla

Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università di Pavia

ASPETTI CHIAVE:

- *Il codice di calcolo sviluppato accoppia la modellazione bidimensionale euleriana delle SWE alla modellazione lagrangiana dei detriti galleggianti.*
- *La traiettoria dei detriti è calcolata con un approccio dinamico e tiene conto delle interazioni tra detriti e con le sponde.*
- *Grazie alle misure sperimentali dei coefficienti idrodinamici è possibile modellare in modo più accurato la dinamica del trasporto dei tronchi.*

1 PREMESSA

Durante gli eventi di piena di eccezionale entità, capita di frequente che tronchi d'albero e altri detriti galleggianti raggiungano l'alveo e vengano trasportati dalla corrente. L'interazione di questi detriti con le strutture, quali ponti o passerelle pedonali, può aggravare i danni dell'evento stesso: il materiale si accumula, ostruendo le luci di passaggio, causando l'aumento del tirante e, di conseguenza, estendendo le aree allagate. Inoltre, le strutture possono essere danneggiate, fino a giungere al collasso nei casi più gravi.

La modellazione numerica del trasporto dei materiali galleggianti è uno strumento utile per capire come gestire la presenza di detriti in alveo. Stockstill et al. (2009) seguono un approccio dinamico, modellando il trasporto di detriti a monte delle prese di centrali idroelettriche. Anche in Mazzorana et al. (2011) viene utilizzata la modellazione per comprendere quali siano i punti di accumulo dei detriti lungo le aste fluviali. Più di recente, Ruiz-Villanueva (2012) si è occupata di modellare le traiettorie dei detriti e la loro interazione con il flusso, seguendo un approccio cinematico.

Il lavoro presentato prevede la modellazione bidimensionale del trasporto di detriti, con approccio dinamico. Vengono calcolate le forze agenti sui detriti legnosi per prevederne la traiettoria, tenendo conto anche delle interazioni con le sponde e con altri detriti. Per migliorare l'accuratezza della modellazione, è stata inoltre realizzata una serie di prove sperimentali, con l'obiettivo di stimare i coefficienti idrodinamici su corpi parzialmente sommersi e con orientamento variabile rispetto alla corrente, ad integrazione dei valori presenti nella letteratura, riferiti prevalentemente a cilindri totalmente immersi (Gippel et al. 1996).

2 MODELLAZIONE NUMERICA DEL FLUSSO E DEI DETRITI

La modellazione del trasporto di detriti richiede di conoscere il campo di moto nel quale si muovono. E' quindi necessario accoppiare la modellazione bidimensionale del flusso (euleriana) con le equazioni di trasporto dei tronchi, ovvero corpi rigidi cilindrici, che vengono invece modellati con un approccio lagrangiano-DEM (Discrete Element Modelling).

2.1 Modellazione idrodinamica

Per la modellazione bidimensionale della corrente è stato utilizzato il codice di calcolo ORSA2D, sviluppato presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura (DICAr) dell'Università di Pavia (Petaccia et al. 2010). Si tratta di un codice ai volumi finiti, che risolve le equazioni della acque basse in due dimensioni (Shallow Waters Equations, SWE) (Cunge et al. 1980) scritte in forma conservativa, su griglia non strutturata, utilizzando lo schema upwind di Roe (1981), del primo ordine di accuratezza nello spazio e nel tempo.

Il codice permette di calcolare, per ogni istante di tempo, altezza d'acqua, velocità e accelerazione del flusso in x e y , in ogni cella di calcolo attiva. Questi risultati, per ciascun tempo, sono poi utilizzati per calcolare lo spostamento dei tronchi, tenendo conto delle interazioni tronco-tronco e tronco-sponda.

2.2 Modellazione del trasporto e degli urti

Nel codice ORSA2D è stato implementato un modello che consente sia la stima della mobilitazione dei tronchi, secondo il metodo proposto da Braudrick & Grant (2000), sia la rappresentazione del loro spostamento, schematizzato come quello di cilindri rigidi: è quindi sufficiente conoscere la posizione del centro di massa, l'orientamento e le dimensioni per caratterizzarne il moto.

Ad ogni istante, vengono calcolate la forza di drag F_D , la forza di massa aggiunta F_M e la forza laterale (side force) F_S , con le seguenti espressioni:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho A C_D (\mathbf{v} - \mathbf{v}_t)^2; \quad F_M = \frac{1}{2} \rho V C_M (\mathbf{a} - \mathbf{a}_t)^2; \quad F_S = \frac{1}{2} \rho A C_S (\mathbf{v} - \mathbf{v}_t)^2 \quad (1, 2, 3)$$

dove ρ è la densità dell'acqua, A è l'area su cui agisce la forza, \mathbf{v} e \mathbf{v}_t sono, rispettivamente, la velocità del flusso e la velocità del tronco, \mathbf{a} e \mathbf{a}_t sono le accelerazioni del flusso e del tronco, e C_D , C_M e C_S sono i coefficienti idrodinamici di drag, massa aggiunta e side force. Il valore di C_M è stato assunto pari a 2 (Wright & Yamamoto, 1979; Dean & Dalrymple, 1991), mentre i valori di C_D e C_S sono stati misurati con prove di laboratorio su un modello in scala, per completare i dati disponibili in letteratura.

La distribuzione di carico su un tronco viene stimata suddividendo il tronco stesso in 4 tratti e applicando le forze agenti su ciascuna porzione nel rispettivo baricentro, ossia in 4 punti simmetrici rispetto al centro di massa del tronco e posizionati a $\pm l/8$ e $\pm 3l/8$, dove l è la lunghezza del tronco (Fig. 1a). Note le forze, è possibile calcolare l'accelerazione, lineare e angolare, del centro di massa, da cui si ricavano le velocità, lineari e angolari, e, infine, le nuove coordinate e il nuovo angolo di orientamento. La procedura di calcolo è stata implementata con un algoritmo predictor-corrector (metodo di Heun).

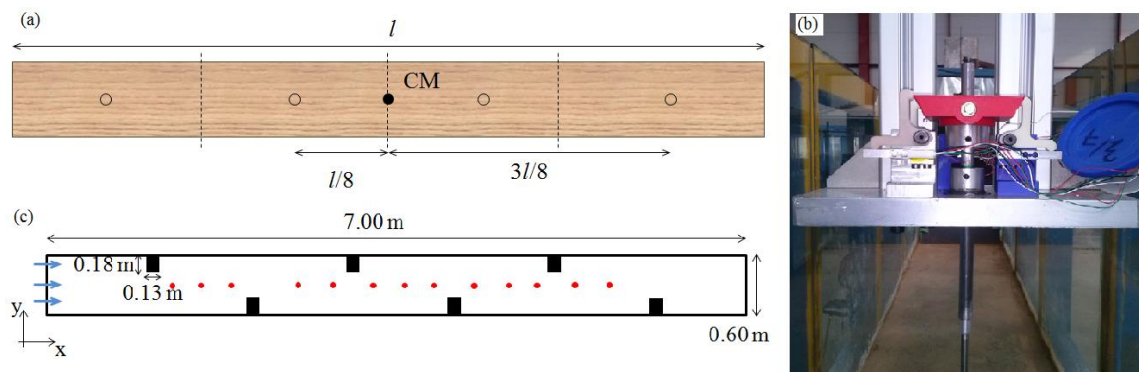


Figura 1. (a) Sezione longitudinale di un cilindro, utilizzato per schematizzare i detriti legnosi; in evidenza il centro di massa (CM), i 4 tratti su cui vengono calcolate le forze con i rispettivi punti di applicazione; (b) Vista da valle della bilancia idrodinamica, con le celle per la misura della side force e del momento; (c) Pianta della canaletta utilizzata per i test numerici; i punti rossi sono quelli in cui sono state effettuate le misure di velocità da Ruiz-Villanueva et al. (2014).

Per includere nel calcolo della traiettoria le interazioni tra i tronchi, sono state implementate le equazioni di risposta impulsiva proposte da Hecker (1997). Le velocità dei due tronchi coinvolti in un urto sono calcolate come segue:

$$\mathbf{v}_{1f} = \mathbf{v}_{1i} + \frac{j\mathbf{n}}{m_1}; \quad \mathbf{v}_{2f} = \mathbf{v}_{2i} - \frac{j\mathbf{n}}{m_2} \quad (4a, 4b)$$

$$\omega_{1f} = \omega_{1i} + \frac{(\mathbf{r}_{1,P} \times j\mathbf{n})}{I_1}; \quad \omega_{2f} = \omega_{2i} - \frac{(\mathbf{r}_{2,P} \times j\mathbf{n})}{I_2} \quad (5a, 5b)$$

dove il pedice 1 indica il tronco che provoca l'urto, il pedice 2 si riferisce al tronco urtato, mentre i pedici i e f indicano i valori delle grandezze di interesse appena prima e dopo l'urto; \mathbf{v} è il vettore velocità lineare, ω la velocità angolare, \mathbf{n} il versore normale al piano d'urto, m_1 e m_2 le masse dei tronchi, I_1 e I_2 i rispettivi momenti di inerzia, $\mathbf{r}_{1,P}$ e $\mathbf{r}_{2,P}$ la distanza tra il centro di massa e il punto di contatto P e infine j , il parametro di risposta alla collisione, calcolato con le seguenti equazioni, per urto tra tronchi (6a) o con le sponde (6b):

$$j = \frac{-(1+e)\mathbf{v}_i^{1,2} \cdot \mathbf{n}}{\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} + \frac{(\mathbf{r}_{1,P} \times \mathbf{n})^2}{I_1} + \frac{(\mathbf{r}_{2,P} \times \mathbf{n})^2}{I_2}} ; j = \frac{-(1+e)\mathbf{v}_i^{1,S} \cdot \mathbf{n}}{\frac{1}{m_1} + \frac{(\mathbf{r}_{1,P} \times \mathbf{n})^2}{I_1}} \quad (6a, 6b)$$

dove, oltre ai simboli già noti, compaiono il coefficiente di restituzione e (pari a 1 per urto elastico), la velocità relativa iniziale del punto di contatto tra i tronchi 1 e 2, $\mathbf{v}_i^{1,2}$, e la velocità relativa iniziale del punto di contatto tra il tronco e la sponda $\mathbf{v}_i^{1,S}$.

3 PROVE SPERIMENTALI

In letteratura, pochi autori hanno analizzato i coefficienti idrodinamici per corpi cilindrici parzialmente sommersi e con orientamento variabile rispetto alla corrente (e.g. Gippel et al. 1996; Shields et al. 2012), e solo di recente alcuni si sono interessati alla stima dei coefficienti di forza laterale (Hoang et al. 2015). Si è deciso, quindi, di realizzare alcune prove sperimentali per migliorare la conoscenza di questi valori, costruendo una bilancia idrodinamica specificamente progettata per questo scopo (Fig. 1b).

Lo strumento consente di misurare le forze agenti su un corpo parzialmente immerso in una corrente idrica. In particolare, la configurazione adottata per le 4 celle di carico (Micro Load Cell (0-780g), Phidgets Inc.) consente di misurare forza di drag, forza laterale e momento torcente. Note le forze, la geometria del corpo e della bilancia, e la velocità della corrente, i coefficienti C_D e C_S sono ricavati dalle equazioni (1) e (3). Dalla misura del momento è inoltre possibile ricavare la posizione del punto di applicazione della forza idrodinamica risultante.

4 RISULTATI

4.1 Modello idrodinamico

La prima parte dello studio ha riguardato la verifica della corretta riproduzione della corrente in un caso di riferimento proposto da Ruiz-Villanueva et al. (2014), confrontando i risultati ottenuti con ORSA2D e quelli ottenuti con IBER (codice ai volumi finiti usato da Ruiz-Villanueva, basato sullo schema upwind di Roe). IBER si differenzia dal codice sviluppato presso il DICAr perché consente di variare l'accuratezza nel tempo (I o II ordine) e di inserire la turbolenza con diversi modelli a scelta dell'utente. Per validare il codice utilizzato, è stato riprodotto il flusso in una canaletta lunga 7.00 m, larga 0.60 m, con pendenza nulla, coefficiente di scabrezza di Manning $0.01 \text{ m}^{-1/3}$ e 6 ostacoli laterali disposti come mostrato in Fig. 1c. La portata di alimentazione, costante, è pari a 18 l/s, e la condizione di contorno di valle è uno stramazzone alto 5.8 cm. La griglia di calcolo è a maglie quadrate, con lato 1 cm.

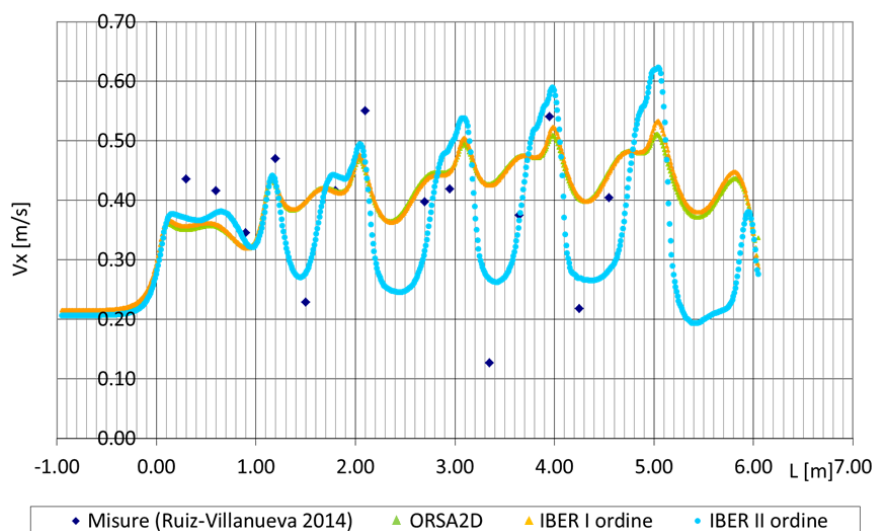


Figura 2. Componente x della velocità, misurata e simulata all'asse della canaletta in condizioni stazionarie ($t=75s$).

In Fig. 2 si riportano le velocità all'asse della canaletta, calcolate con ORSA2D e con IBER al I e al II ordine (senza turbolenza), oltre alle misure realizzate da Ruiz-Villanueva (i punti in cui è stata effettuata la misura sono quelli in Fig. 1c). I risultati al I ordine sono simili per entrambi i codici. Tuttavia, è con il codice IBER al II ordine che è possibile riprodurre in modo più accurato i risultati sperimentali.

4.2 Modello di trasporto e urti

Nella fase successiva dello studio è stato testato il modello di calcolo della traiettoria dei detriti nel caso di riferimento. Inizialmente, per i coefficienti idrodinamici sono stati utilizzati i valori presenti in letteratura, poi aggiornati con i valori misurati durante le prove sperimentali. In Figura 3 sono riportati alcuni risultati, ottenuti per flusso nella canaletta di Fig. 1b, che mostrano la traiettoria di detriti che urtano tra loro e con le pareti.

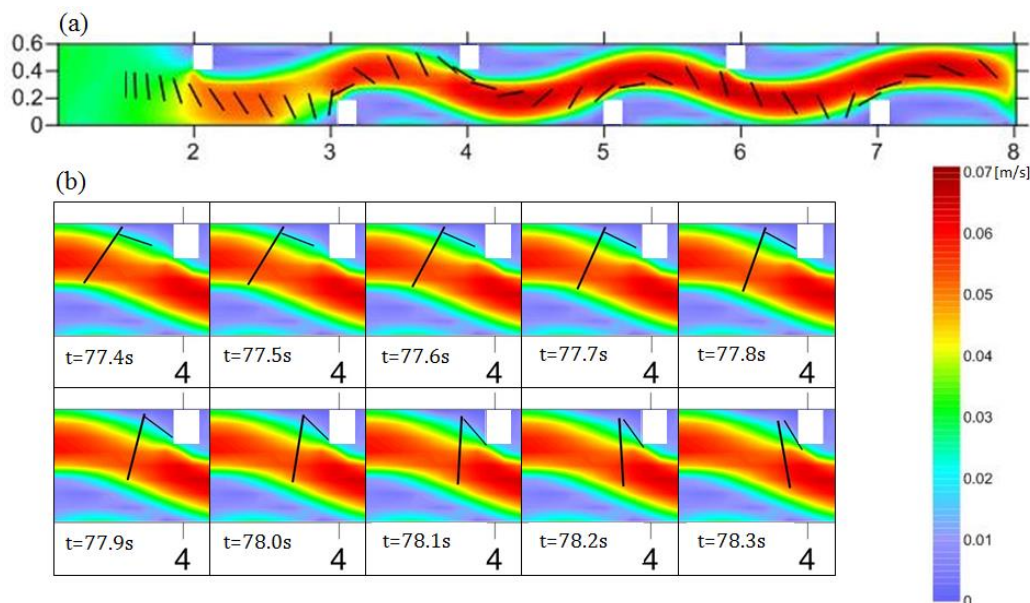


Figura 3. Vista in pianta della canaletta; sullo sfondo il modulo della velocità in condizioni stazionarie, che segue il codice colore riportato in legenda. (a) Tronco lungo 0.20 m urta contro gli ostacoli –in bianco–; (b) Dettaglio della canaletta tra 3.50m e 4.20m, circa; sequenza temporale del trasporto di due tronchi (uno lungo 0.20 m e uno lungo 0.40 m) che urtano tra loro e con una sponda.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Braudrick, C.A. & Grant, G.E. When do logs move in rivers?, *Water Resources Research*, 2000, 36(2), 571–583.
- Cunge, J.A., Holly, F.M. & Verwey, A. *Practical aspects of computational river hydraulics*, Pitman Advanced Publishing Program, 1980.
- Dean, R.G. & Dalrymple, R.A. *Water wave mechanics for engineers and scientists*, Advanced Series on Ocean Engineering, 1991.
- Gippel, C.J., O'Neill, I.C., Finlayson, B.L. & Schnatz, I. *Hydraulic Guidelines for the Re-Introduction and Management of Large Woody Debris in Lowland Rivers*. *Regulated Rivers: Research & Management*, 1996, 12, 223–236.
- Hecker, C. *Physics, Part 3: Collision response*, Game Developer Magazine, 1997, 11-18.
- Hoang, M.C., Laneville, A. & Légeron, F.. Experimental study on aerodynamic coefficients of yawed cylinders. *Journal of Fluids and Structures*, 2015, 54, 597–611.
- Mazzorana, B., Hübl, J., Zischg, A. & Largier, A. Modelling woody material transport and deposition in alpine rivers. *Natural Hazards*, 2011, 56, 425–449.
- Petaccia, G., Soares-Frazão, S., Savi, F., Natale, L. & Zech, Y. Simplified versus Detailed Two-Dimensional Approaches to Transient Flow Modeling in Urban Areas, *Journal of Hydraulic Engineering*, 2010, 136(4), 262–266.
- Roe, P.L. Approximate Riemann solvers, parameter vectors, and difference scheme, *Journal of Computational Physics*, 1981, 43, 357-372.
- Ruiz-Villanueva, V. *Nuevas Metodologías en la Evaluación de la Peligrosidad y el Riesgo por Avenidas en Cuencas de Montaña* (New Methods in the Flash Flood Hazard and Risk Analysis in Mountain Basins), Ph.D. dissertation, Complutense University of Madrid, 2012.
- Ruiz-Villanueva, V., Bladé, E., Sánchez-Juny, M., Díez-Herrero, A. & Bodoque, J.M. Two-dimensional numerical modeling of wood transport. *Journal of Hydroinformatics*, 2014, 16(5), 1077-1096.
- Shields Jr, F.D., Alonso, C.V. Assessment of flow forces on large wood in rivers, *Water Resources Research*, 2012, 48.
- Stockstill, R.L., Daly, S.F. & Hopkins, M.A. Modeling Floating Objects at River Structures, *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 2009, 135(5), 403–414.

PEOPLE'S AND BUILDINGS VULNERABILITY TO FLOODS IN MOUNTAIN AREAS

Luca Milanese¹, Marco Pilotti¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio, Ambiente e di Matematica – Università degli Studi di Brescia – Via Branze 43, 25123 – Brescia.

KEY POINTS

- *Physically based vulnerability models are fundamental tools for rational flood risk assessment and effective non-structural protection measures.*
- *Models for people's and buildings vulnerability to floods are proposed.*
- *The Gleno dam break (1923) was simulated through a novel approach accounting for the building removal caused by the impacts of the dam-break wave.*

1 INTRODUCTION

Hydraulic risk is a combination of hazard, exposure and vulnerability. Accordingly, quantitative procedures are needed to calculate the flow features, to identify the exposed targets (e.g., people, buildings, cars, etc.) and define the potential damage associated to each flow condition. Only this rational roadmap provides objective results so that the related protection measures can be understood, accepted and shared among stakeholders. The criteria used to assess exposure and vulnerability are still poorly discussed and this study suggests physically based models to assess people's and buildings vulnerability to floods.

Several models of people's vulnerability to floods are available in the literature both from conceptual and experimental studies. Milanese et al. (2015) proposed a weakly parametric mechanically based scheme that includes a detailed analysis of the influence of ground slope and fluid density. The model, briefly summarized in the following, best matches the available experimental data.

Although the most common method for the estimation of direct damage to buildings is still the application of stage-damage functions, empirical structural vulnerability models are available (e.g., Clausen & Clark, 1990) and worth to be investigated. The current study provides a conceptual scheme comparing the actions exerted by the flow on a simplified masonry building with the resistance of the structure, considering the potential failure mechanisms of a partly confined wall.

These criteria were applied to the Gleno dam break event which occurred in 1923 with catastrophic consequences in Valle di Scalve, a right tributary of Valle Camonica, drained respectively by the Dezzo and Oglio rivers. The flood took about 45 min to flush the 21 km-long stretch from the dam to the confluence of the rivers at Corna (Darfo). Pilotti et al. (2011) studied the event by a 1D model of the Dezzo river as far as the alluvial fan of Corna. Here a 2D code have been applied to model the flood on the fan, including a dynamic procedure accounting for building collapse. The preliminary results are compared to observed data derived from historical documents.

2 PEOPLE'S VULNERABILITY TO FLOODS

The human body is represented by a set of cylinders in vertical position on an inclined slope and impacted frontally by a steady uniform flow. The body weight is decomposed in direction normal and parallel to the slope. Considering the pressure distribution of a parallel flow, the buoyancy force is normal to the bed. Since the body stands in vertical position on the slope, it is not normal to the flow field. Neglecting skin friction, the fluid dynamic force is normal to the body frontal area and it can be decomposed in direction parallel and normal to the slope, giving drag and lift forces respectively. Friction between the soles and the bed is the product of the coefficient μ (0.46, after calibration) and the effective weight that is the algebraic sum of the forces normal to the slope (normal component of weight, buoyancy and lift).

Slipping instability occurs if the sum of the drag force and of the weight parallel component overcomes friction. Toppling instability occurs if the moment, calculated with respect to the heel, of the normal

component of the weight is exceeded by the destabilizing moments due to lift, drag, buoyancy and the parallel component of the weight. A third condition is introduced to consider drowning by imposing a maximum admissible water depth as a function of the height of the neck. The depth h safety limit, as a function of the flow velocity U , is given by the minimum among slipping, toppling and drowning depths (Fig. 1a).

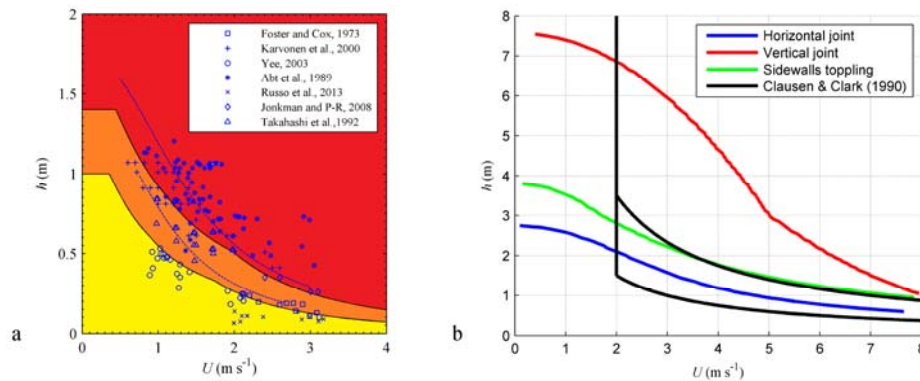


Figure 1. (a) Stability thresholds (continuous line) for medium sized adults and children on horizontal terrain impacted by water and curves provided by Xia et al. (2014) (dashed line). (b) Resulting structural vulnerability thresholds of a 2 story building impacted by water.

3 BUILDINGS VULNERABILITY TO FLOODS

Alpine traditional masonry buildings are modelled using a simple structure with weight-bearing walls. It is subdivided in elementary modules independent from each other, whose stability is assessed with respect to the wall impacted by the flow. Under the action of a horizontal acceleration normal to the wall, the wall flexes out-of-plane, rotating around a horizontal (1st failure mode) or vertical (2nd failure mode) joint, depending on the constraint exerted by the surrounding walls. The loading force per unit width is made of a hydrostatic and a dynamic term, the latter amplified to represent the impulsive behavior of the impact. The first failure mechanism is modelled considering a vertical strip of the wall of unit width as a simply supported beam loaded by a trapezoidal pressure distribution. It fails along a horizontal joint if the maximum moment caused by the flow pressure is greater than the stabilizing moment due to the vertical loads. The second failure mechanism is modelled by considering the portion of the wall of height equal to the water depth as a laterally simply supported beam. The pressure distribution is uniform and the stability is provided by a resisting arch that transfers the load on the sidewalls and by the friction force per unit width at the horizontal failure interface. The vertical joint triggers if the maximum moment on the beam is greater than the resisting moment. The limiting condition is given by the most cautionary of these failure mechanisms.

4 MODELLING OF THE GLENO DAM BREAK EVENT

The Digital Terrain Model of the domain was derived from LIDAR data, filtered from buildings and vegetation, with 1 m resolution (Source: Italian Ministry of the Environment and Protection of Land and Sea). It was averaged at uniform sized cells of 7.5 m in order to represent buildings but limit the computational effort. The urban area and the original path of the Dezzo river, approximated to a rectangular geometry, in 1923 were reconstructed through historical maps. The code FLO-2D, already successfully applied to the dam break study of Cancano (Pilotti et al., 2014), was used to compute local flow depth and velocity. Roughness was assumed constant and calibrated ($k_s=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) with reference to the depth observed in several points of the domain.

The presence of buildings as well as their alignment significantly influence the flow field and the flood extent, especially in case of impulsive floods whose destructive impact on structures can dynamically alter the bathymetry. Accordingly, two different modelling approaches were compared: a static one, keeping the buildings in their initial position during the entire simulation based on the hydrograph in Fig. 2b, and a

dynamic one, provided by a series of simulations of partial hydrographs (Fig. 2c). At the end of each partial simulation, the buildings destroyed according to the structural vulnerability model were removed from the domain and a roughness value $k_s=10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ was assigned to the area previously occupied by the structure to simulate the presence of debris. Then, the following simulation was run from the beginning of the hydrograph with the updated bathymetry.

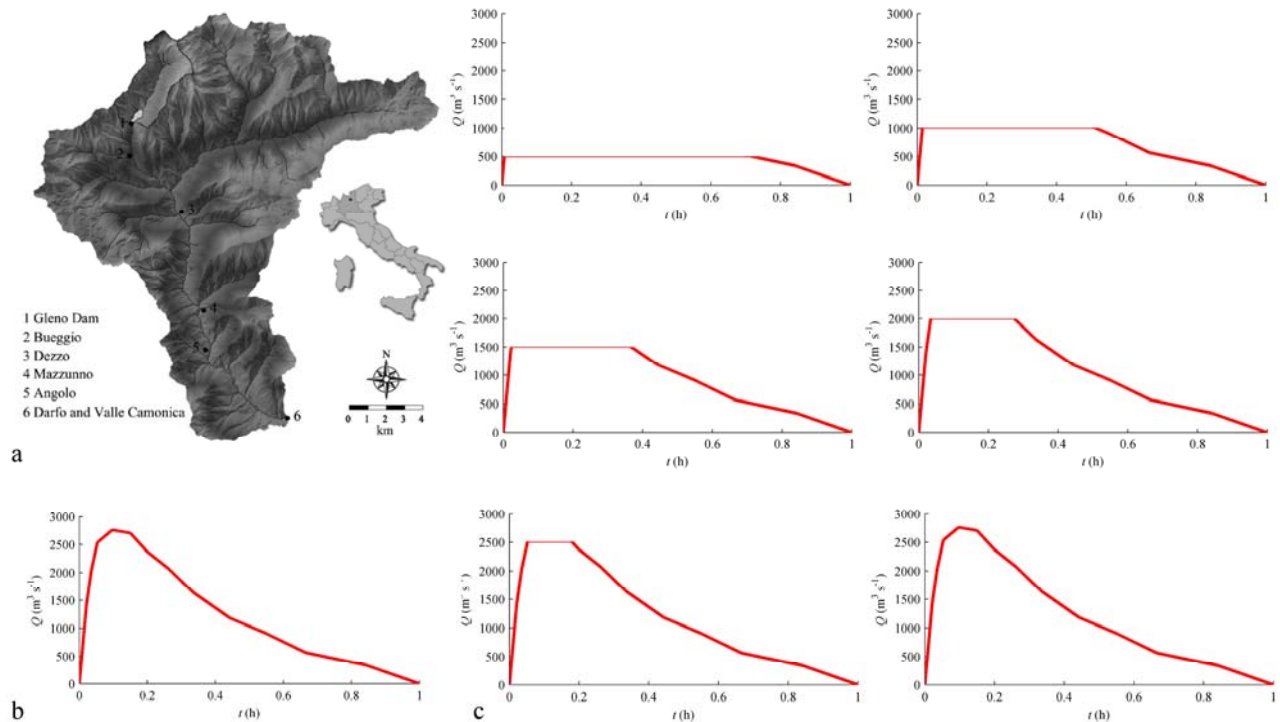


Figure 2. (a) Location of the study area. (b) Input hydrograph (Pilotti et al., 2011). (c) Discretization of the hydrograph for the dynamic approach.

5 RESULTS AND CONCLUSION

The main difference between the two simulations is related to the lateral spread of the flow due to the interaction with the buildings (Figs. 3a and 3b). The static simulation estimates greater depths and velocities in the lateral areas of the fan because of the diffusion caused by buildings. On the contrary, with the dynamic approach the flow is more concentrated along the center of the domain because of the gradual removal of the destroyed structures based on the vulnerability model, whose reliability is demonstrated in Fig. 3c. The comparison of the estimated flow depths with data from historical images proves that the dynamic approach is more accurate than the static one (RMSE=0.69 m and 0.78 m respectively). Risk was classified by the vulnerability criterion for people, whose exposition was considered unitary. As usual in extreme events, Figs. 3d and 3e show a strong polarization toward high risk areas. The main advantages of the model of people vulnerability is the direct dependency of the thresholds from fluid density and local slope that are key parameters especially in mountain areas. Similarly, the physically based model of buildings structural vulnerability can be adapted to different structural typologies. Finally, the dynamic modelling of extreme events allows a more realistic hazard assessment and an accurate estimate of the consequences on structures. The simple physically based procedures presented in this study allow a reliable reproduction of flood events and a more objective representation of risk that might guarantee comprehensibility and acceptability of the related plans and constraints to the stakeholders.

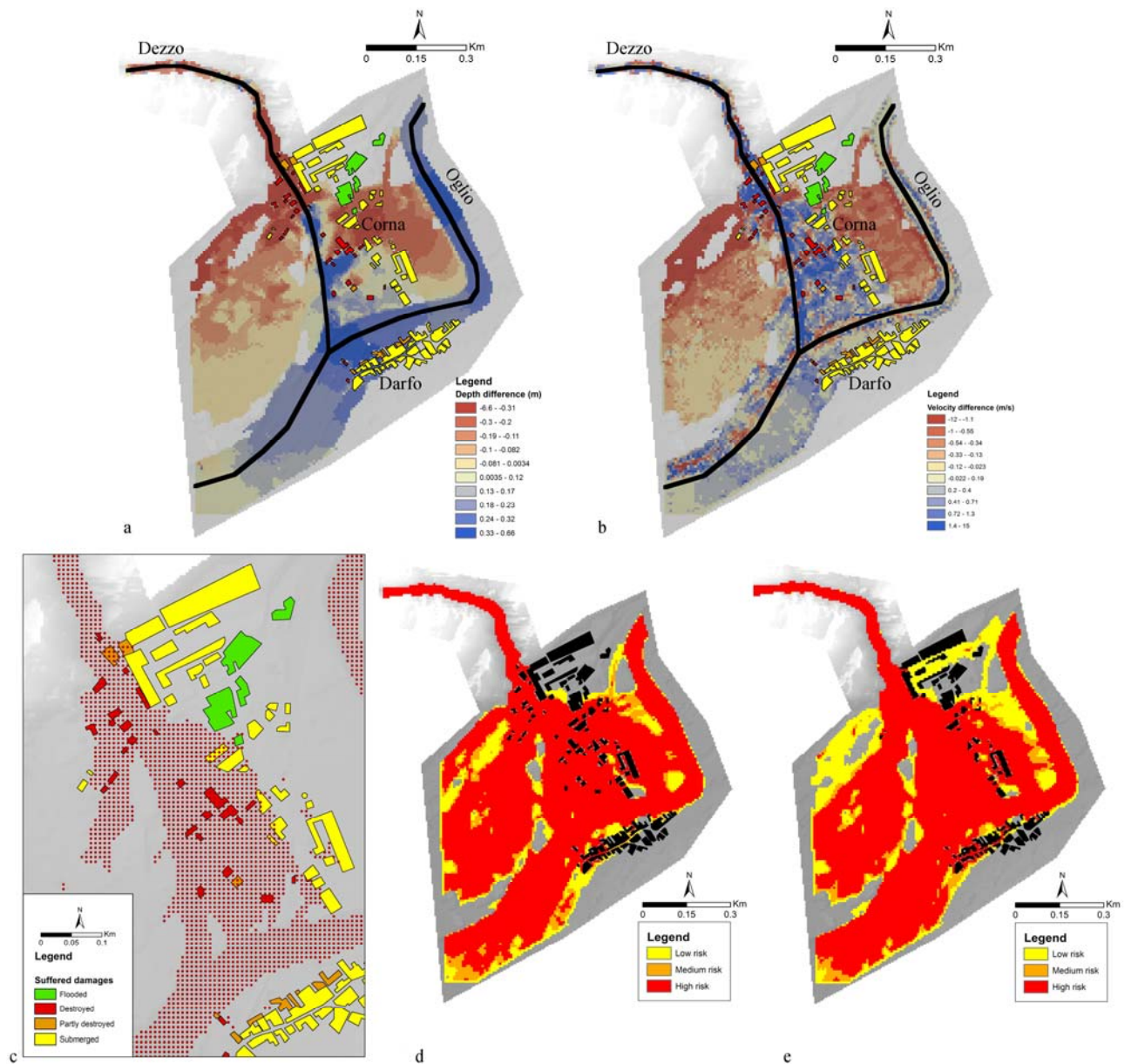


Figure 3. Differences in maximum flow depth (a) and velocity (b). Blue indicates that the dynamic simulation provides values greater than the ones from the static model; red indicates the opposite situation. White indicates substantial equality between the two approaches. (c) Validation of the structural vulnerability model; red dots indicate the areas where the structural vulnerability model (section 3) predicts building collapse in the dynamic approach. Risk to people maps from the static (d) and dynamic (e) approaches.

REFERENCES

- Clausen, L. & Clark, P. (1990). The development of criteria for predicting dam break flood damages using modeling of historical dam failures. *Proc. Int. Conf. on River Flood Hydraulics*, W. White (ed.), Wiley, U.K., 369–380.
- Milanesi, L., Pilotti, M. & Ranzi, R. (2015). A conceptual model of people's vulnerability to floods. *Water Resour. Res.* 51(1).
- Pilotti, M., Maranzoni, A., Tomirotti, M. & Valerio, G. (2011). The 1923 Gleno dam-break: case study and numerical modelling. *J. Hydraul. Eng.* 137(4): 480-492.
- Pilotti, M., Maranzoni, A., Milanesi, L., Tomirotti, M. & Valerio, G. (2014). Dam-break modeling in alpine valleys. *J. Mt. Sci.* 11(6).
- Xia, J., Falconer, R.A., Wang, Y. & Xiao, X. (2014). New criterion for the stability of a human body in floodwaters. *J. Hydraul. Res.* 52(1).

NUMERICAL SIMULATION OF FAST WATER WAVES ON AN ERODIBLE SLOPE

*Massimo Greco¹, Cristiana Di Cristo², Stefania Evangelista², Angelo Leopardi², Michele Iervolino³
& Andrea Vacca³*

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale – Università di Napoli “Federico II”, Via Claudio, Napoli, Italy; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica – Università di Cassino e del Lazio Meridionale, Via Di Biasio 43, 03043 Cassino (FR), Italy; (3) Dipartimento di Ingegneria Civile, Design, Edilizia e Ambiente, Seconda Università di Napoli, Via Roma 29, 81031 Aversa (CE), Italy.

KEY POINTS

- The two-phase depth-integrated model by Di Cristo et al. (2016) is adopted for simulating some laboratory tests.
- The experiments reproduce the impact of a dam-break wave, with its successive reflections, on a steep slope erodible embankment.
- The numerical and experimental free surface profiles are in good agreement, while simulations are not able to capture some peculiar features of the sand bank erosion process.

1 INTRODUCTION

Morphodynamic evolutions in river beds may lead to dramatic consequences in terms of damages and losses of human lives. For this reason, their prediction through numerical simulations is of great interest for designing protection plans and for risk assessment. Such changes are in some cases due to mass failures, which can be due to progressive breach formation and/or rapid slope collapse.

The main aim of the present contribute is to test the performance of a two-phase depth-integrated model, developed for fast unsteady flows involving sediment transport and bed deformation, in simulating experimental tests reproducing the fast impact of a water wave on an erodible slope. In the depth-integrated framework many coupled (i.e. non-equilibrium) morphodynamic models have been proposed for fast transient phenomena, which assume that sediment transport and bottom evolution synchronously develop (Cao & Carling, 2002). Among the different proposed models, the one herein considered belongs to the group of the two-phase approaches (e.g. Greco et al., 2012; Canelas et al., 2013, Rosatti & Begnudelli, 2013). In particular, the depth-integrated model proposed by Di Cristo et al. (2016) is adopted, which separately considers the liquid and solid phases and accounts for both the bed and suspended load, even if the latter is not considered herein, because essentially negligible in the presented application. In the bed-load region both the liquid-solid velocities difference and the concentration variability are considered.

The presented small-scale laboratory tests have been designed and conducted at LIA (Laboratory of Water Engineering) – University of Cassino and Southern Lazio. In particular, a set of experiments has been realized for reproducing the impact of a dam-break on an erodible embankment with a steep slope, also considering the effect of wave reflections.

2 EXPERIMENTAL TESTS

The tests have been carried out in a 0.40-m wide rectangular channel with transparent walls, equipped with a quick opening sluice gate for reproducing a dam break wave (Figure 1). The upstream reservoir is obtained closing a 3.00-m long portion of the channel, while downstream of the gate it is about 3.00 m-long and it is closed downstream by a wall. In the final part of the channel a sand embankment is placed, while the bed portion between the gate and the embankment is non-erodible. The fixed-bed portion consists of a wood rigid sill, composed by a first segment, characterized by a mild slope (5%) for a length of 1.00 m and a subsequent 2.00 m-long, 0.05 m-thick horizontal plate, upon which the sand embankment is built. It is made using nearly-uniform sand, with the particle mean diameter of 1.60 mm, the solid density $\rho_s = 2560 \text{ kgm}^{-3}$ and the internal friction angle of 37° . The embankment has a steep sloping profile on the gate side, followed by the horizontal crest, which reaches the downstream channel wall. The sand has been saturated prior to put the embankment in place, resulting in a partially wet condition at the beginning of each test.

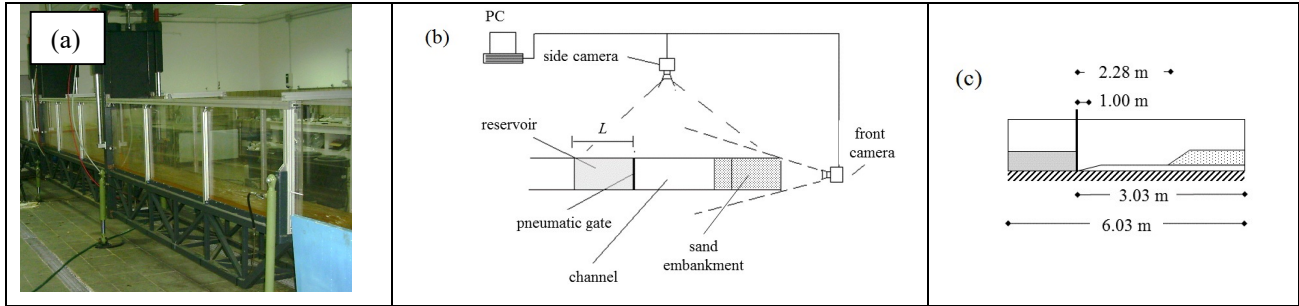


Figure 1. Panel (a) shows the flume picture, panels (b) and (c) report the schematic plan and section views of the experimental setup, respectively.

As more detailed described in *Greco et al.* (2016), a remote-controlled video-camera, positioned laterally with respect to the channel, records the phenomenon. Instantaneous profiles of water surface and sand bed have been extracted from selected images after basic digital pre-processing by manual digitalization. Several sets of experiments have been performed considering different combinations of embankment slope angle and upstream water level. In this work, the results of two tests with the slope angle equal to 30° (Tests A) and 60° (Tests B) are presented. In these tests, the embankment height, H_s , is equal to 0.15 m from the wood bed, reaching the total elevation of 0.20 m above the channel bottom, and the upstream water level is equal to the total embankment height ($H_0=0.20$ m).

3 THE TWO-PHASE MODEL

The considered two-phase depth-integrated model is the one proposed by *Di Cristo et al.* (2016), in which sediment transport as suspended load, owing to its negligibility in the present applications, has not accounted for. The sediment is assumed uniformly graded (with diameter d) and non-cohesive, no inflow/outflow from side-walls and free-surface is present, the embankment has a porosity p , and the sand is assumed to be saturated. The governing equations, reported in the following, derive from the mass and momentum conservation principles for the liquid (Eqs. 1 and 2) and solid phase which moves as bed-load (Eqs. 3 and 4). Then, there is the equation (Eq.5) for the rate of bed deformation.

$$\frac{\partial \delta_l}{\partial t} + \nabla \cdot (\delta_l \mathbf{U}_l) - p e_B = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \delta_l \mathbf{U}_l}{\partial t} + \nabla \cdot (\delta_l \mathbf{U}_l \mathbf{U}_l) + \nabla \left(\frac{g h^2}{2} \right) + g h \nabla (z_B) + \mathbf{S}_l = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial \delta_s}{\partial t} + \nabla \cdot (\delta_s \mathbf{U}_s) - (1-p) e_B = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial \delta_s \mathbf{U}_s}{\partial t} + \nabla \cdot (\delta_s \mathbf{U}_s \mathbf{U}_s) + \frac{r}{r+1} \nabla \left(\frac{g \delta_s^2}{2 C_s} \right) + g \delta_s \frac{r}{r+1} \nabla (z_B) + \mathbf{S}_s = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial z_B}{\partial t} + e_B = 0 \quad (5)$$

in which t is the time, g is the gravity acceleration; $r = (\rho_s - \rho_l) / \rho_l$ and $h = z_w - z_B$, where z_w and z_B are the free surface and bottom elevation, respectively. δ_l denotes the liquid phase volume for unit bottom surface, δ_s is the solid phase volume transported for unit bottom surface so that $h = \delta_l + \delta_s$. \mathbf{U}_l (resp. \mathbf{U}_s) is the phase-averaged water (resp. solid) velocity vector, e_B is the bottom erosion/deposition rate. The second-order tensor $\mathbf{U}_l \mathbf{U}_l$ (resp. $\mathbf{U}_s \mathbf{U}_s$) represents the diadic product of the phase-averaged water (resp. solid) velocity with itself.

As detailed in *Di Cristo et al.* (2016), the source terms of the momentum equations \mathbf{S}_l and \mathbf{S}_s , are evaluated as:

$$\mathbf{S}_l = \frac{\mathbf{U}_l}{C_{Ch}^2} |\mathbf{U}_l| - \frac{\rho_s}{\rho_l} \mu_d g \delta_s \frac{r}{r+1} \frac{\mathbf{U}_s}{|\mathbf{U}_s|} + g \delta_s s_B - \alpha \rho_s \mathbf{U}_s |\mathbf{U}_s| + \frac{\mathbf{D}}{\rho_l} \quad (6)$$

$$\mathbf{S}_s = \mu_d g \delta_s \frac{r}{r+1} \frac{\mathbf{U}_s}{|\mathbf{U}_s|} + \alpha \mathbf{U}_s |\mathbf{U}_s| - \frac{\mathbf{D}}{\rho_s} \quad (7)$$

where μ_d is the dynamic friction coefficient, C_{Ch} is the dimensionless Chezy coefficient, D is the drag force of the liquid on the solid particle, α is the collisional stress coefficient. In Eq.(7), the first two terms represent the ratio $\tau_{B,s}/\rho_s$, where the bottom shear stress on the solid phase, $\tau_{B,s}$, accounts for both frictional and inter-particles collisional stresses. In Eq.(6) the first three terms represent the ratio $\tau_{B,l}/\rho_l$, where the bottom shear stress on the liquid phase, $\tau_{B,l}$, is expressed as the difference between the shear stress which would act upon the bottom in the absence of sediment transport and the momentum transferred to the solid phase $\tau_{B,s}$. The drag force of the water on the solid particles, \mathbf{D} , is evaluated as:

$$\mathbf{D} = \rho_l C_D \frac{\delta_s}{d} (\mathbf{U}_l - \mathbf{U}_s) |\mathbf{U}_l - \mathbf{U}_s| \quad (8)$$

where C_D is a bulk drag coefficient. The bottom entrainment/deposition is expressed through the following formula:

$$e_B = w_s \frac{T^{3/2} - C_s}{1 - p} \quad (9)$$

in which C_s is the bed-load concentration and w_s denotes the sediment settling velocity, computed as function of C_s using the semi-empirical formula by *Richardson & Zaki* (1954). T is the dimensionless mobility parameter, defined as:

$$T = \frac{|\tau_{B,l} + \tau_{B,s} - \tau_c - \tau_B|}{|\tau_c + \tau_B|} \quad (10)$$

where τ_c is the threshold shear stress for sediment motion and $|\tau_B| = \mu_s r g \delta_s$ is the Mohr-Coulomb stress at the bottom, with μ_s the static friction coefficient.

In addition to the Chezy coefficient, the model parameters to estimate are α and C_D , which may be evaluated from existing empirical formulas, introducing other parameters. As an alternative, *Di Cristo et al.* (2016) obtained closure relationships performing a uniform-flow condition analysis. At the end, two dimensionless parameters of the model are the Chezy and the Meyer-Peter and Müller, K_{MPM} , formula coefficients, which may be evaluated by literature indications. The third one, c_1 , is allowed to vary in a range limited by theoretically deduced lower and upper bounds. A numerical finite-volume method is employed for the simulation of the two dam-break experiments presented above.

4 RESULTS

In the performed simulations the Chezy coefficient is $C_{Ch} = 18$ for the fixed bed part of the channel and it is computed using *Griffith* (1981) formula for the sediment covered part, dynamically adjusted according to erosion and deposition that puts sediment in reaches that were originally smooth. Then, it is assumed $K_{MPM} = 8$ as in the original version and $c_1 = 0.15$, while a grid size is $\Delta x = 0.010$ m and $\Delta t = 1/2560$ s. Figure 2 reports the comparison between numerical and experimental free surface and sand bank longitudinal profiles for Test A and Test B at 2.375 s and 13.75 s after the dam break. It can be noted that in both tests the agreement between the numerical and simulated free surface profile is sufficiently good at both considered

times. Differently, for the sand bank profiles the numerical simulation is not able to capture some peculiar observed features. In both tests, the discrepancies are more evident as the process evolves (Figure 2b,d) and for the test B (Figure 2c,d), with the higher initial slope. A deep analysis of the experimental dataset has put in evidence that some local collapses occur in the both tests, particularly in the Test B. Therefore, it may be conjectured that an improvement of the performance of the model for the reproduction of investigated phenomenon may be pursued introducing in the numerical model a geo-failure operator which accounts for the mechanics of the collapse (see for instance *Swartenbroekx et al.*, 2010, *Volz et al.*, 2012, *Evangelista et al.*, 2015).

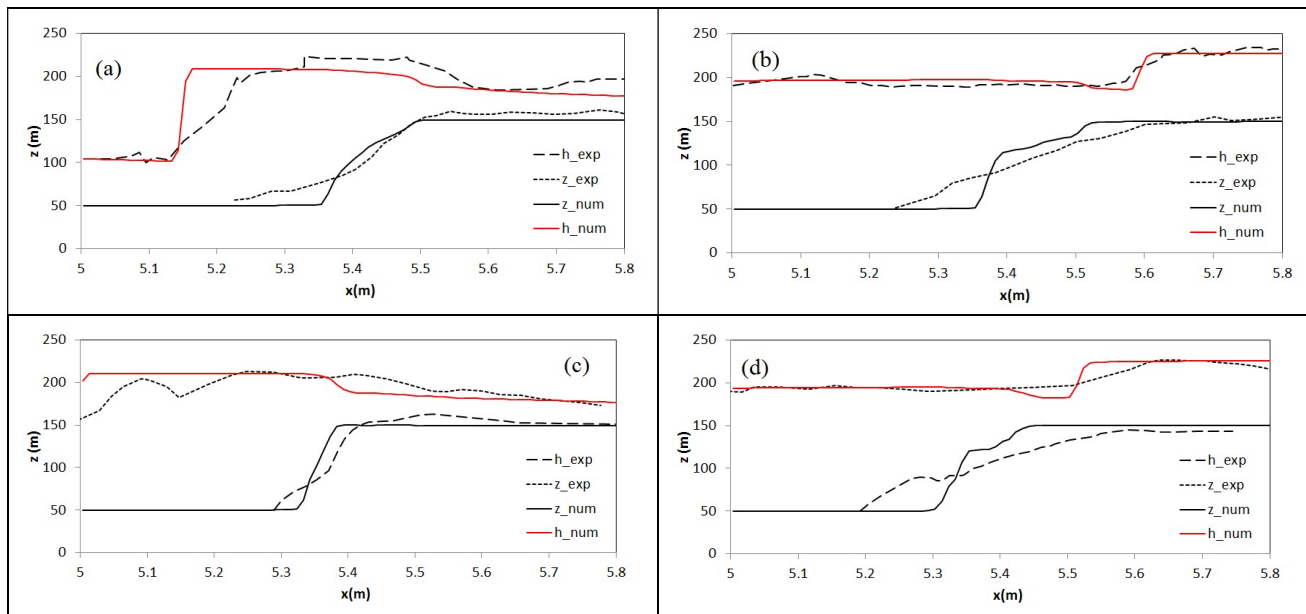


Figure 2. Comparison between numerical and experimental free surface and sand bank longitudinal profiles at two different times. Panel (a): Test A at 2.375 s; Panel (b): Test A at 13.75 s; Panel (c): Test B at 2.375 s; Panel (d): Test B at 13.75 s.

REFERENCES

- Canelas R., Murillo J., & Ferreira R.M. Two-dimensional depth-averaged modelling of dam-break flows over mobile beds. *Journal of Hydraulic Research*, 2013, 51(4), 392–407.
- Cao Z., & Carling P.A. Mathematical modelling of alluvial rivers: reality and myth. Part 1: general overview. *Maritime Engineering*, 2002, 54(3), 207–219.
- Di Cristo C., Greco M., Iervolino M., Leopardi A. & Vacca A. A two-phase depth-integrated model for transients over mobile bed. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2016, 142(2).
- Evangelista, S., Greco, M., Iervolino, M., Leopardi, A. & Vacca, A. 2015. A new algorithm for bank-failure mechanisms in 2D morphodynamic models with unstructured grids, *International Journal of Sediment Research*, 30(4), 382–391.
- Greco M., Iervolino M., Leopardi A., & Vacca A. A Two-Phase Model for Fast Geomorphic Shallow Flows. *International Journal of Sediment Research*, 2012, 27(4), 409–425.
- Greco M., Di Cristo C., Evangelista S., Leopardi A., Iervolino M. & Vacca A. Experimental investigation of embankment erosion during fast geomorphic transient. *Proceedings of the International River Flow Conference*, St. Louis, USA, 2016.
- Griffiths G.A. Flow resistance in coarse gravel bed rivers. *Journal of the Hydraulic Division*, 1981, 107(HY7), 899–916.
- Richardson J.F., & Zaki W.N., Sedimentation and fluidisation: part 1, *Trans. Inst. Chem. Eng.* 1954, 32, 35– 53.
- Rosatti G., & Begnudelli L. A closure-independent Generalized Roe solver for free-surface, two-phase flows over mobile bed. *Journal of Computational Physics*, 2013, 255, 362–383.
- Sabbagh-Yazdi S., & Jamshidi M. Depth-Averaged Hydrodynamic Model for Gradual Breaching of Embankment Dams Attributable to Overtopping Considering Suspended Sediment Transport. *Journal of Hydraulic Engineering*. 2013, 139(6), 580–592.
- Swartenbroekx C., Soares-Frazão S., Staquet R. & Zech Y. Two-dimensional operator for bank failures induced by water-level rise in dam-break flows. *Journal of Hydraulic Research*, 2010, 48(3), 302–314.
- Volz C., Rousselot P., Vetsch D., & Faehd R. Numerical modelling of non-cohesive embankment breach with the dual-mesh approach. *Journal of Hydraulic Research*, 2012, 50(6), 587–598.

POTENZIALITA' DI UN MODELLO A CELLE PER LA SIMULAZIONE DI EVENTI DI COLATA DETRITICA

Mauro Boreggio ¹, Martino Bernard ¹, Massimo Degetto ¹, Carlo Gregoretti ¹, Ruggero Alberti ¹

(1) Dipartimento Territorio e Sistemi Agro-Forestali - Università di Padova.

KEY POINTS

- I modelli a celle inizialmente utilizzati per la simulazione di inondazione di aree urbane possono venire utilizzati per la simulazione di eventi di colata detritica.
- Per valutare l'affidabilità e le prestazioni di un modello idraulico per colata detritica occorre stimare le sue capacità nel riprodurre le profondità di erosione e le altezze di deposito di eventi avvenuti.
- Per una corretta simulazione di un evento di colata detritica risulta maggiormente determinante la modellazione dei fenomeni di erosione e deposito rispetto a quella della propagazione.

1 INTRODUZIONE

Le colate detritiche sono dei miscugli solido-liquidi (acqua, fango, sedimenti e detriti legnosi) che si generano in ambiente alpino nei canali che incidono i versanti alla base delle pareti rocciose a seguito della mobilitazione di ammassi detritici da parte di abbondante deflusso superficiale. La modellazione idraulica di questi fenomeni assume grande rilevanza sia per l'analisi di pericolosità che per il supporto alla progettazione di opere idrauliche e di sistemi d'allarme (pre-dimensionamento e/o verifica).

Il presente contributo riguarda la presentazione di un modello a celle di tipo cinematico per la simulazione della propagazione di una colata detritica in regime di moto granulo-inerziale. I modelli a celle inizialmente utilizzati per simulare fenomeni di inondazione su estese aree di pianura od in un contesto urbano sono stati adattati alla simulazione di eventi di colata detritica (Chen et al., 2012; Gregoretti et al., 2016a). Questo modello viene utilizzato per riprodurre quattro eventi di colata detritica avvenuti rispettivamente nei bacini del Rio Lazer e Rio Val Molinara in provincia di Trento e Fiames e Cancia in provincia di Belluno, di cui si sono stimate le profondità di erosione e le altezze di deposito. Per il Rio Lazer e Cancia si hanno anche i tempi di propagazione della colata detritica. La riproduzione consiste nel simulare le profondità di erosione e le altezze di deposito nel modo più fedele possibile a quelle stimate e con tempi di propagazione prossimi a quelli dei fenomeni avvenuti. Il grado di riproduzione di tutti e quattro gli eventi permetterà di valutare le capacità del modello di simulare eventi di colata detritica.

2 IL MODELLO A CELLE

Il modello a celle che si presenta è la versione bifase del modello di Gregoretti et al. (2016a). Il campo di moto viene discretizzato con le celle a base quadrata di un DEM. Ogni cella risulta connessa idraulicamente alle otto circostanti (fig. 1a) ed il deflusso avviene da celle con quota del pelo libero maggiore (fig. 1b).

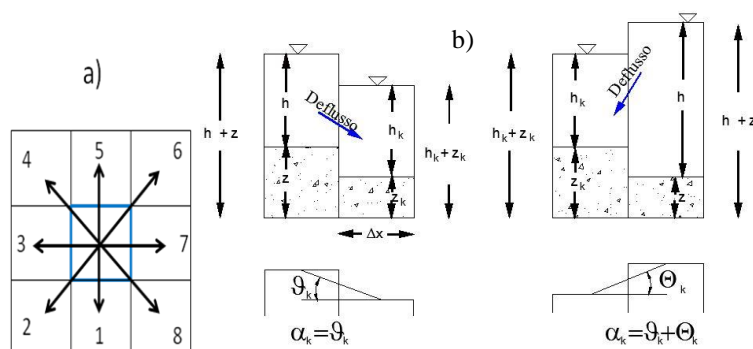


Figura 1. Schema delle connessioni idrauliche: a) con le celle circostanti; b) per deflusso a moto uniforme e stramazzo.

Le equazioni che governano il moto sono quelle di conservazione della massa e della quantità di moto insieme all'equazione di Exner per lo scambio di sedimenti con il fondo. Le equazioni di conservazione della massa relativamente al miscuglio solido-liquido ed alla sola fase solida per una cella sono:

$$A \frac{d(h+z)}{dt} + \sum_{k=1}^8 Q_k = 0 \quad (1)$$

$$A \frac{d(ch + c_*z)}{dt} + \sum_{k=1}^8 cQ_k = 0 \quad (2)$$

essendo A l'area della cella, h la profondità di deflusso, z la quota del fondo, Q_k la portata scambiata nella direzione k ($k=1,8$; fig. 1a), c la concentrazione della fase solida del miscuglio, e c_* la concentrazione volumetrica dei sedimenti del fondo. L'equazione di conservazione della quantità di moto in ipotesi di onda cinematica è quella di moto uniforme o dello stramazzo Belangér se la quota della cella ricevente è rispettivamente inferiore o superiore alla quota della cella da cui avviene il deflusso (fig. 1b):

$$Q_k = C h \Delta x w_k \sqrt{g h \sin \vartheta_k} \quad (3)$$

$$Q_k = 0.385 \Delta x s_k \sqrt{2g(h-z_k)^{1.5}} \quad (4)$$

essendo Δx il lato della cella, C il coefficiente di conduttanza, g l'accelerazione di gravità, ϑ_k l'angolo di inclinazione al fondo nella direzione k , ed infine w_k e s_k funzioni peso che adattano relazioni unidimensionali ad un uso bidimensionale. L'equazione di Exner risulta:

$$\frac{dz}{dt} = -i_b \quad (5)$$

essendo i_b la velocità di erosione del fondo. La velocità di erosione del fondo viene stimata adattando la legge di *Egashira & Ashida* (1987) come proposto da *Gregoretti et al.* (2016):

$$i_b = K U_{MAX} (\sin \alpha_{MAX} - \sin \vartheta_{LIM}) \quad (6)$$

essendo K una costante empirica che assume valori diversi nel caso di erosione o deposito, U_{MAX} la velocità massima rispetto alle otto direzioni di deflusso (fig. 1a), α_{MAX} il massimo angolo di inclinazione del fondo rispetto alle otto direzioni di deflusso che nel caso di contropendenza risulta la differenza tra l'inclinazione del pelo libero e quella del fondo (fig. 1b) e ϑ_{LIM} un angolo limite. La velocità di erosione risulta positiva se contemporaneamente $U_{MAX} > U_{LIM-E}$ e $\alpha_{MAX} > \vartheta_{LIM-E}$ mentre risulta negativa se $U_{MAX} < U_{LIM-D}$ e $\alpha_{MAX} < \vartheta_{LIM-D}$ dove le coppie $(U_{LIM-E}, \vartheta_{LIM-E})$ e $(U_{LIM-D}, \vartheta_{LIM-D})$ sono i valori limiti sopra e sotto cui si ha rispettivamente erosione e deposito. I calcoli di erosione e deposito sono eseguiti nella direzione di deflusso corrispondente alla velocità massima causa la natura unidimensionale della relazione di *Egashira & Ashida* (1987) e per evitare che avvengano contemporaneamente fenomeni di erosione e deposito in una stessa cella. La mancanza di relazioni che legano lo sforzo tangenziale al fondo con le velocità di erosione e deposito e la non praticabilità dell'ipotesi di adattamento immediato della concentrazione al valore di trasporto porta a modificare la legge di *Egashira & Ashida* (1987) in funzione di fattori di controllo quali l'inclinazione del fondo e la velocità (*Gregoretti et al.*, 2016a) che dipendono dalla reologia e dalla natura del fondo.

3 GLI EVENTI DI COLATA DETRITICA

Gli eventi di colata detritica che si intendono riprodurre sono quelli avvenuti sul Rio Lazer (TN) il 4 Novembre 1966, a Fiammes (BL) il 5 Luglio 2006, a Rovina di Cancia (BL) il 18 Luglio 2009 e sul Rio Val Molinara (TN) il 15 Agosto 2010. Per quanto riguarda il primo evento si sono ricostruite le altezze di deposito mediante tecniche stereoscopiche applicate a foto post-evento, risultando inoltre nota la durata

dell'evento. Per il secondo evento si è ottenuta una mappa di profondità di erosione ed altezze di deposito mediante rilievi GPS-RTK, valutazioni geomorfologiche di campo e foto-interpretazione. Per il terzo evento erano a disposizione i rilievi topografici pre- e post-evento con georiferimento locale ed i tempi propagazione della colata. Per questo motivo non si è potuta determinare una mappa di erosione e deposito ma unicamente i valori dei volumi erosi e depositati. Per il quarto evento si sono stimate le profondità di erosione nel canale di propagazione mediante confronto di due DEM rispettivamente pre- e post-evento, mentre, le altezze di deposito in conoide mediante foto-interpretazione.

Per ogni evento si è determinato l'idrogramma dei deflussi superficiali e tramite questo l'idrogramma solido-liquido secondo il metodo proposto da *Gregoretti & Degetto* (2012) ed utilizzato da *Gregoretti et al.* (2016a). Per applicare tale metodo si sono eseguiti rilievi diretti per determinare le caratteristiche morfologiche dell'area di innesco e la curva granulometrica dei depositi di detrito presenti. Gli idrogrammi di deflusso superficiale sono stati ottenuti utilizzando il modello proposto da *Gregoretti & Dalla Fontana* (2008) con le modifiche introdotte da *Gregoretti et al.* (2016b).

4 RIPRODUZIONE DEI QUATTRO EVENTI DI COLATA

Utilizzando il modello proposto si sono eseguite le simulazioni dei quattro eventi di colata detritica. I risultati sono riportati graficamente in figura 2 per il solo evento del Rio Lazer: nel riquadro di sinistra le altezze di deposito simulate dal modello, in quello al centro quelle stimate ed in quello a destra si riporta il confronto in termini di altezze di deposito stimate e simulate correttamente (colore rosso), altezze di deposito stimate e simulate ma con valori diversi (colore verde), altezze di deposito stimate ma non simulate (colore grigio) ed altezze di deposito simulate ma non stimate (colore viola). Il pannello (c) indica che le aree in cui si ha ugual valore tra i depositi simulati e stimati sono distribuite in tutto il dominio evidenziando una discreta capacità del modello di riprodurre l'evento. In tabella 1 si riportano i valori numerici delle percentuali di area di deposito/erosione stimata che è stata simulata e di quella che è stata simulata correttamente per gli eventi del Rio Lazer, Fiammes e Rio Val Molinara (per Cancia come precedentemente detto non è risultato possibile determinare la mappa di erosione e deposito).

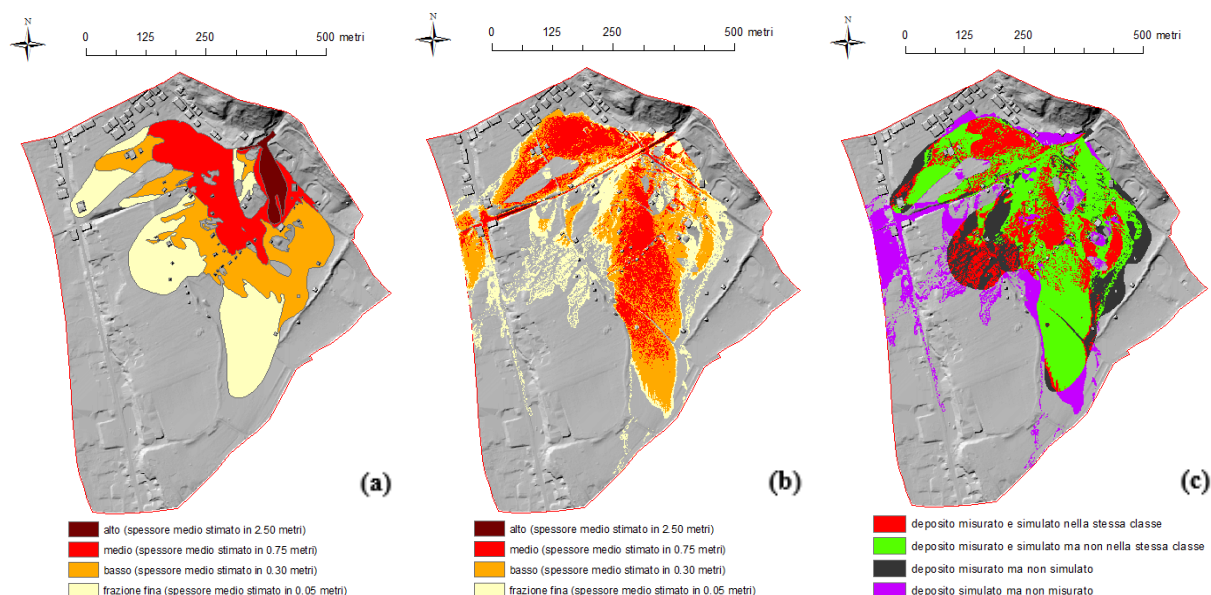


Figura 2. Le altezze di deposito simulate (a), stimate (b) ed il loro confronto (c) per l'evento del 4 Novembre 1966 sul Rio Lazer (TN). Nel pannello (c) si illustrano in colore rosso le aree con altezze di deposito simulate pari a quelle stimate, in colore verde le altezze di deposito simulate con valori diversi da quelle stimate, in colore grigio le altezze di deposito stimate ma non simulate, in colore viola le altezze di deposito simulate ma non stimate.

Dalla tabella 1 si evince che circa il 27% del deposito è stato simulato correttamente. Per gli eventi di Fiammes e Rio Val Molinara le percentuali sono del 75 e 12% per il deposito e 41 e 12% per l'erosione. In

tabella 2 si riportano i valori dei volumi di erosione e deposito simulati e stimati. Si evince che tranne che per Fiames si ha una buona corrispondenza tra valori simulati e stimati. Questo indica una buona prestazione da parte del modello. In tabella 3 ci sono i valori dei parametri utilizzati per le diverse simulazioni. Il parametro di resistenza al moto, C , varia tra 5 per il deflusso canalizzato e 4 e 3 per quello non canalizzato. Si è utilizzato 4 per Fiames per le pendenze maggiori. I valori di angolo e velocità limite sono uguali o quasi per gli eventi del Rio Lazer, Fiames e Cancia poiché colate di materiale ghiaioso-limoso in regime granulo-inerziale. Risultano minori per l'evento del Rio Val Molinara per la presenza di argilla nel flusso. Il confronto tra i tempi di propagazione reali e simulati risulta soddisfacente per il Rio Lazer e Cancia.

Sovrapposizioni	Rio Lazer (TN)	Fiames (BL)	Rio Val Molinara (TN)
Percentuale di sovrapposizione tra aree di deposito stimate e simulate	64.12	89.66	71.72
Percentuale di deposito simulato correttamente (%)	27.20	75.34	11.94
Percentuale di sovrapposizione tra aree in erosione stimate e simulate	-	70.01	68.72
Percentuale di erosione simulata correttamente (%)	-	41.32	12.34

Tabella 1. Percentuali di sovrapposizione delle aree in deposito ed erosione simulate e stimate totali e per valori simulati correttamente.

Bacino	Deposito stimato (m ³)	Deposito simulato (m ³)	Erosione stimata (m ³)	Erosione simulata (m ³)
Rio Lazer (TN)	55900.0	48940.0	-	-
Fiames (BL)	11236.0	9352.0	1986.0	6545.0
Cancia (BL)	37179.0	31412.0	19755.0	17261.0
Rio Val Molinara (TN)	47628.0	44720.0	28121.0	30791.0

Tabella 2. Volumi di sedimenti erosi e depositati stimati e simulati.

Bacino	C	U_{LIM-D} (m/s)	θ_{LIM-D} (°)	V_{LIM-E} (m/s)	θ_{LIM-E} (°)
Rio Lazer (TN)	3.0	1.0	14.0	-	-
Fiames (BL)	4.0	1.0	18.0	2.0	20.0
Cancia (BL)	5.0	1.0	14.0	1.8	16.0
Rio Val Molinara (TN)	5.0	0.8	8.0	0.8	12.0

Tabella 3. Valori dei parametri del modello utilizzati per le quattro simulazioni.

5 CONCLUSIONI

Il confronto tra i valori di erosione e deposito stimati e simulati è risultato globalmente soddisfacente per tutti e quattro gli eventi con valori dei parametri utilizzati pressoché simili. Anche il confronto tra i tempi di propagazione reali e simulati è risultato positivo per i due eventi di cui si aveva conoscenza delle tempistiche. Questo indica una discreta capacità del modello per uso predittivo da confermarsi con altri test.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Egashira, S., Ashida, K., Sediment transport in steep slope flumes. Proc. of Roc Japan Joint Seminar on Water Resources, 1987
- Chang, K.T., Mondini, A.C., Tsai, B.W., Chen, C.Y., 2012. Simulation of event-based landslides and debris flows at watershed level. *Geomorphology*, 2012, 138, 306-318.
- Gregoret, C. & Dalla Fontana, G., The triggering of debris flow due to channel-bed failure in some alpine headwater basins of the Dolomites: analyses of critical runoff, *Hydrological Processes*, 2008, 22(13), 2248-2263
- Gregoret, C. & Degetto M., Modello di innesco di una colata detritica originata dall'erosione di sedimenti per deflusso superficiale e dell'idrogramma solido-liquido. XXXIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche – Brescia 10-15 Settembre, 2012.
- Gregoret, C., Degetto M., & Boreggio M. GIS-based cell model for simulating debris flow runout on a fan. *Journal of Hydrology*, 2016a, 534, 326-340.
- Gregoret, C., Degetto, M., Bernard, M., Crucil, G., Pimazzoni, A., Berti, M., Simoni, A., Devido, G. & Lanzoni, S., Runoff of small rocky headwater catchments: Field observations and hydrological modeling, submitted to publication, 2016b.

TRENT2D WG: A SMART, WEB-BASED MODELLING SOLUTION TO ASSESS DEBRIS-FLOW HAZARD IN MOUNTAIN REGIONS

Giorgio Rosatti ¹, Nadia Zorzi ¹, Daniel Zugliani ¹, Alessandro Rizzi ², Stefano Piffer ² & Laura Rech ¹

(1) CUDAM Centro Universitario per la Difesa Idrogeologica dell'Ambiente Montano – Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica – Università degli Studi di Trento; (2) Trilogis Srl

KEY POINTS

- TRENT2D WG is a smart system conceived to encourage the diffusion of advanced modelling in debris-flow hazard assessment, taking advantage from SaaS approach and WebGIS technology.
- TRENT2D WG is based on the state-of-the-art model TRENT2D, which was converted into a service, exposed on a cloud server, supplied with an intuitive GUI and made accessible through the Web.
- TRENT2D WG can be used profitably to assess debris-flow hazard, applying in succession the TRENT2D model and the GIS-based BUWAL-type hazard-mapping procedure integrated into the web system.

1 INTRODUCTION

Mountain regions are exposed naturally to extreme flood events that involve large amounts of sediments. These events are known as geomorphic flows and include for instance debris flows and hyperconcentrated flows.

In the last decade, several mathematical and numerical 2D models have been developed to describe these phenomena with increasing complexity and reliability (see *Iverson & Ouyang*, 2015 for an overview). Advanced modelling can represent an important support in hazard management, facilitating the diffusion of effective protection and mitigation strategies. However, practitioners and stakeholders often disregard state-of-the-art models, preferring simpler, but rougher, models and methods to assess hazard. For this reason, some effort seems to be necessary to push the diffusion of the most advanced models, encouraging the application of “appropriated best practice and best available technologies” in flood-risk assessment and management, as recommended by the UE Flood Directive (2007/60/CE).

In this work a new solution is proposed for TRENT2D (*Armanini et al.*, 2009; *Rosatti & Begnudelli*, 2013), a state-of-the-art model that simulates debris flows and hyperconcentrated flows. This solution, called TRENT2D WG, aims to overcome some of the typical drawbacks of advanced modelling and to bring research closer to professional needs. Moreover, such a system can be used profitably also in hazard assessment and mapping.

2 TRENT2D WG: A WEB-BASED SOLUTION FOR DEBRIS-FLOW MODELLING

TRENT2D WG is a smart web infrastructure designed for the TRENT2D model. It was developed starting from two basic ingredients: the Software as a Service (SaaS) approach, which is a particular kind of software-delivering model, and the Web-based GIS technology, which offers GIS functionalities through the Web. Thanks to these components, TRENT2D WG allows TRENT2D to be applied in a complete and user-friendly environment, which offers several advantages for the user and which can be accessed through the World Wide Web by any device.

2.1 The TRENT2D model

TRENT2D (*Transport in Rapidly Evolutive, Natural Torrent*) is an advanced 2D model which simulates debris flows and hyperconcentrated flows over a mobile bed. It is based on a two-phase description of the solid-liquid mixture, without velocity lag between the phases. The mobile-bed approach and the two-phase description allow to represent properly erosion and deposition processes, which are typical processes of geomorphic flows. Erosion and deposition cause significant variations of bed elevation, which are fully-coupled with the mixture dynamics.

TRENT2D governing equations are characterised by high non-linearity and show non-conservative terms.

Therefore, a sophisticated numerical model is considered to solve them properly. In particular, a finite-volume method was chosen and applied over a Cartesian mesh, with Godunov-type fluxes and second order accuracy in space and time. For further details about mathematical and numerical aspects, refer to *Armanini et al.* (2009) or *Rosatti & Begnudelli* (2013).

However, complexity and high-nonlinearity lead to large computational burdens, which should be supported by suitable high-performing hardware that could not be within of reach of practitioners.

Moreover, TRENT2D requires geographic data as input (i.e. at least a DTM of the study area) and produces several geographically referenced data as output. The management of this data volume can be supported profitably by GIS systems. However, TRENT2D does not support GIS functionalities itself. Therefore, the user is obliged to organise and process geodata by means of stand-alone GIS applications, with consequent work fragmentation.

2.2 SaaS approach and WebGIS technology

For the purpose of solving such drawbacks connected to the use of TRENT2D, the TRENT2D WG system was developed joining advantages offered by the SaaS approach and by WebGIS technology.

SaaS represents a particular software-delivering model that moves away from standalone-software logic. According to SaaS, software is provided as a service and hosted by a suitable cloud server. Service can be accessed through a GUI (Graphic User Interface), by means of a common Internet browser, almost independently of the accessing device properties. In this way, software is available through the World Wide Web, from any Internet-connected device. Moreover, computational burden is moved to a suitably equipped server, relieving hardware requirements for the user. For these reasons, a huge variety of web applications have been developed according to SaaS, suggesting to exploit this promising strategy also in the modelling field.

In the last years, the SaaS model has represented the basis also for several Web-based GIS applications. A WebGIS is an application that allows to display, organise and process geographic data through the web (*Plewe*, 1997), by means of a suitable GUI. In this way, GIS functionalities are made available through the Web, employing interoperable standards of the Open Geospatial Consortium (OGC ©). WebGIS applications have already been used in hazard management, especially as decision-supporting tools or historic databases. However, their huge potential (*De Amicis et al.*, 2009) still has to be explored in depth for modelling purposes.

2.3 TRENT2D WG

TRENT2D WG (Figure 1) is a smart modelling solution, which aims to enhance and simplify the use of the TRENT2D model, complying with the SaaS approach and taking advantage of WebGIS technology.

TRENT2D WG was developed converting the TRENT2D model into a service and exposing it on a cloud server. The infrastructure was equipped with a WebGIS client, hosted on the same cloud server and suitably customised. Moreover, thanks to its characteristic flexibility, TRENT2D WG was enriched with several ancillary services, i.e. functionalities tailored mainly to process TRENT2D input and output data and to analyse model results carefully.

The infrastructure can be accessed by the most common Internet browsers, through an intuitive GUI that allows users to invoke all the available services. In this way, the model can be applied easily and in a complete working environment, which guides the user to prepare model input data and to process model results easily. Moreover, it allows to manage, display and overlay geodata efficiently and without fragmentation, i.e. taking advantage of a single infrastructure instead of multiple standalone software.

Furthermore, users benefit of the server capacity, which takes on the whole of computational cost and all data-storage burdens. Since the infrastructure is supported by a high-performing server, model computational time is significantly reduced and expensive investment in user local hardware is no more necessary. In addition, hardware damaging can be excluded and data integrity is safeguarded.

System administration and maintenance are centralised, facilitating debugging and upgrading tasks and making updates available at the same time for all the users.

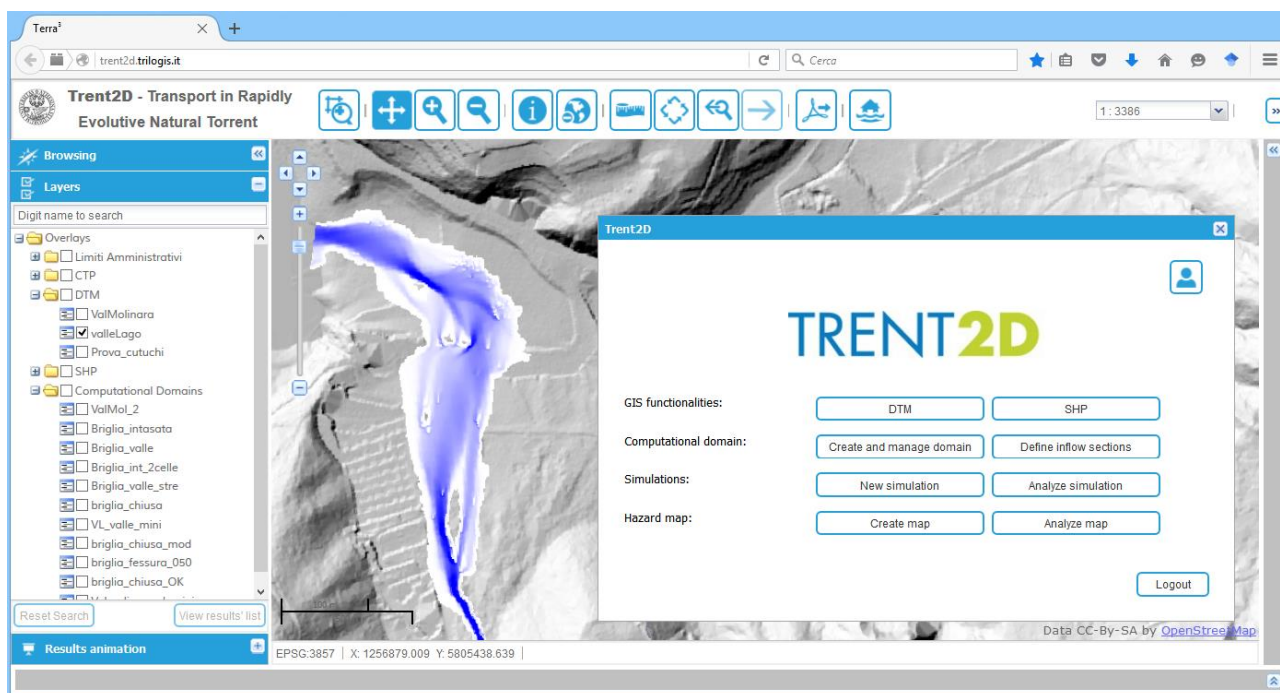


Figure 1. Working environment of TRENT2D WG.

A beta version of TRENT2D WG is available at trent2d.trilogis.it, upon registration.

Such an integrated modelling system can be exploited profitably for different purposes, as for instance to back-analyse real past events, to evaluate the impact of multiple hazard scenarios or to estimate the hydraulic efficiency of some designed protection and mitigation structures. Also hazard mapping can take advantage from the system TRENT2D WG, as described in the following Section.

3 MAPPING DEBRIS-FLOW HAZARD WITH TRENT2D WG

Hazard maps represent essential tools in supporting hazard mitigation strategies and in planning safe urban expansion. Therefore, particular attention should be paid to the reliability of the employed hazard-mapping procedure, which could be enhanced significantly if advanced and physically-based models are used in hazard assessment.

The TRENT2D model has already been for hazard mapping purposes, with interesting and trustworthy results in several engineering applications (see for instance *Rosatti et al.*, 2015). Consequently, it seemed to be convenient to enrich TRENT2D WG with a service devoted expressly to hazard mapping, taking advantage of the SaaS approach. This service was called Hazard Mapper and was implemented complying with BUWAL directives (*Heinimann et al.*, 1998), according to a probabilistic approach.

The Hazard Mapper classifies local debris-flow hazard levels through the BUWAL matrix, where hazard is described as a stepwise function of the probability of occurrence and of the intensity of three significant scenarios. Each scenario is intended to be representative of a particular value of the occurrence probability and its local intensity is classified thoroughly by means of threshold criteria, generally stated by local authorities. Reliable hazard scenarios can be simulated profitably by means of advanced models such as TRENT2D. Therefore, the use of TRENT2D WG seems to be particularly appropriate, since it allows to model scenarios properly and to analyse time and space evolution of the phenomena by means of a user-friendly environment.

However, once scenarios have been defined and modelled, they need to be classified in terms of occurrence probability and intensity. Classification could become a long and laborious task, since a large number of maps must be considered and several sequential criteria must be applied. For this reason, TRENT2D WG was equipped with the Hazard Mapper, a service that applies classification criteria

automatically, overlaying multiple maps autonomously. The Hazard Mapper works in the same environment where scenarios have been modelled and where model results are available straightforwardly. Moreover, hazard maps produced by the BUWAL-type procedure can be displayed and analysed effectively with the TRENT2D WG GUI.

4 CONCLUSIONS

In this work, a new web modelling system was presented. The system, called TRENT2D WG, was intended to overcome some drawbacks of using the TRENT2D model for both research and engineering applications. Joining the SaaS software-delivering model and WebGIS technology, a smart and user-friendly infrastructure was developed. TRENT2D WG offers several services that can be accessed through the Web, by means of a single login by any Internet-connected device. In this way, it is possible to simulate debris flows and hyperconcentrated flows reliably, to pre- and post-process model input and output data easily, to analyse model results thoroughly and to map debris-flow hazard straightforwardly.

Thanks to its characteristic flexibility, the system could support also other functionalities and other models, as for instance rainfall-runoff models or snow-avalanche models.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work has been supported and funded by CARITRO Foundation – Cassa di Risparmio di Trento e Rovereto (Italy).

REFERENCES

- Armanini, A., Fraccarollo, L. & Rosatti, G. Two-dimensional simulation of debris flows in erodible channels, *Computers & Geosciences*, 2009, 35(5), 993-1006.
- De Amicis, R., Conti, G., Piffer, S. & Simões, B. Open challenges and protection of the environment, *GeoSpatial Visual Analytics*, 2009, 265-286.
- Heinimann, H.R., Hollenstein, K., Kienholz, H., Krummenacher, B. & Mani, P. Methoden zur Analyse und Bewertung von Naturgefahren, *Umwelt-Materialien*, ed. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft, BUWAL, Bern, 1998, vol.85, pp. 1-248.
- Iverson, R.M. & Ouyang, C. Entrainment of bed material by Earth-surface mass flows: Review and reformulation of depth-integrated theory, *Reviews of Geophysics*, 2015, 53, 27-58.
- Plewe, B. GIS-Online: information retrieval, mapping and the Internet, ed. On Word Press, 1997.
- Rosatti, G., Zorzi, N., Armanini, A. & Begnudelli, L. Evaluation of the TRENT2D model capabilities to reproduce and forecast debris-flow deposition patterns through a back analysis of a real event, *Engineering Geology for Society and Territory – Volume 2*, ed. G. Lollino et al., Springer, Switzerland, 2015, pp. 1629-1633.
- Rosatti, G. & Begnudelli, L. Two-dimensional simulation of debris flows over mobile bed: Enhancing the TRENT2D model by using a well-balanced Generalized Roe-type solver, *Computers & Fluids*, 2013, 71, 179-195.

CARATTERIZZAZIONE DI UN TRONCO FLUVIALE DEL FIUME CRATI E SPERIMENTAZIONE CON MODELLAZIONE IDRAULICA MONODIMENSIONALE

Eleonora Spada¹, Daniela Biondi², Francesco Cruscomagno², Marco Sinagra¹

Tullio Tucciarelli¹ & Pasquale Versace²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali dell'Università degli Studi di Palermo;

(2) Dipartimento di Ingegneria Informatica, Modellistica, Elettronica e Sistemistica dell'Università della Calabria.

ASPETTI CHIAVE: *modello diffusivo, stima di portata, leggi di resistenza in alvei fluviali*

- *Stima della portata mediante metodologia indiretta basata su misure sincrone di livelli in due sole sezioni strumentate;*
- *Caratterizzazione idraulica ed idrologia di un tronco fluviale: fiume Crati;*
- *Installazione di sonde piezoresistive ad alta frequenza per il monitoraggio del deflusso fluviale.*

1 INTRODUZIONE

Obiettivo della ricerca è l'acquisizione delle informazioni idrologiche e idrauliche deducibili dall'analisi di idrogrammi di livelli sincroni misurati in due diverse sezioni del fiume Crati mediante l'utilizzo di un modello idraulico di propagazione. La ricerca è stata sviluppata anche grazie al contributo del progetto SILA (Sistema Integrato di Laboratori per l'Ambiente - PONa3_00341) finanziato nell'ambito del PON "Ricerca e Competitività 2007/2013". Quando la portata di morbida di un fiume è molto inferiore a quella di piena, come avviene nei corsi d'acqua a regime torrentizio, quale quello considerato in questo studio, è preferibile fare riferimento ad una procedura no-contact per la stima della portata. La metodologia di riferimento si basa sull'utilizzo di un modello di propagazione idraulica (Nasello e Tucciarelli, 2004) che consente di ricostruire numericamente la propagazione della piena in un tratto d'alveo compreso fra due sezioni strumentate con misuratori di livello ad alta frequenza. Al contrario di quanto accade usualmente nell'applicazione dei modelli idraulici, la condizione al contorno assegnata alla sezione di monte è costituita dall'andamento temporale dei livelli misurati, e non dalla portata. La portata nella sezione di monte viene, quindi, calcolata come incognita del problema di propagazione. Il tratto d'alveo da modellare viene esteso a valle della seconda sezione strumentata per una lunghezza di poche centinaia di metri, onde rendere il calcolo dei livelli nella seconda sezione strumentata poco sensibile alla particolare condizione assegnata al contorno di valle. Le misure di livello registrate nella seconda sezione vengono poi utilizzate per la calibrazione del modello, in particolare per la selezione di un coefficiente di scabrezza medio che massimizzi la performance del modello rispetto alle misure suddette. La metodologia è già stata applicata a partire dal 2006 su corsi d'acqua con significative portate di magra e di morbida come il Tevere e l'Arno, ma viene per la prima volta applicata ad un corso d'acqua, come il Crati, con regime fortemente torrentizio. L'analisi dei dati registrati in due sonde piezoresistive poste a pochi chilometri di distanza in eventi anche di modesta intensità porta a stimare valori del coefficiente di Manning e di portata al picco del tutto coerenti con le condizioni geomorfologiche del corso d'acqua. L'utilizzo di una terza sonda consentirà nel prossimo futuro anche una validazione in sito della metodologia proposta.

2 MATERIALI E METODI

La procedura del doppio livello è particolarmente conveniente nel caso si voglia stimare l'idrogramma di piena, in quanto non necessita di misure dirette di velocità da parte di personale tecnico, con il conseguente rischio e la necessità di programmare con sufficiente anticipo l'attività di pieno campo. Nella sua versione originale la procedura suddetta richiede che la distanza fra le due sezioni di misura sia da una parte sufficientemente ampia da rendere apprezzabile lo sfasamento temporale fra i due fronti, dall'altra sufficientemente piccola da evitare la presenza di significative confluenze fra le due sezioni. La metodologia assume valida la relazione fra tiranti e portata rappresentata dalle equazioni di Saint Venant:

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad (1), \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = p \quad (2), \quad S_f = \frac{q^2}{Q^2(h)} \quad (3),$$

dove A è l'area della sezione trasversale, q la portata, h il tirante idrico, g l'accelerazione di gravità, S_f e S_0 sono la cadente piezometrica e la pendenza dell'alveo, x la direzione del flusso, t il tempo e p un termine che tiene conto di afflussi laterali per unità di lunghezza (in questo caso pari a 0), e $Q(h)$ la portata specifica nel canale principale stimata in condizioni di moto uniforme e pendenza unitaria del canale. Nei fenomeni di piena naturale possono trascurarsi i termini inerziali e quindi le eq.1 e 3 si riducono all'eq. 4, che unita all'eq.2 restituisce l'eq.5:

$$\frac{\partial(h+z)}{\partial x} = -\frac{q^2}{Q^2(h)} \quad (4), \quad \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{1}{B} \frac{\partial}{\partial x} \left(Q(h) \frac{\partial H}{\partial x} \left| \frac{\partial H}{\partial x} \right|^{-\frac{1}{2}} \right) = p \quad (5),$$

dove B è la larghezza della sezione, e l'unica incognita è la quota piezometrica $H=(h+z)$.

Le condizioni al contorno assegnate per la risoluzione dell' eq. 5 sono le quote piezometriche misurate nella sezione di monte e la condizione di diffusione nulla ($\partial^2 H / \partial x^2 = 0$) nella sezione di valle, posta a breve distanza dalla seconda sezione strumentata. Una lunghezza di poche centinaia di metri, in assenza di significativi cambiamenti morfologici immediatamente a valle della sezione finale (come improvvisi restringimenti dell'alveo o confluenze) è sufficiente a garantire la stabilità dei risultati rispetto all'incertezza della condizione di valle. Ovviamente, affinché la stima della portata sia attendibile, occorre che siano soddisfatte le seguenti condizioni: i) non vi siano afflussi laterali significativi incogniti fra le due sezioni di misura; ii) sia nota la morfologia dell'alveo nel tratto simulato; iii) la distanza fra le due sezioni di misura si sufficiente a misurare lo sfasamento temporale fra le due onde misurate. L'incertezza nella conoscenza dello stato iniziale del sistema è del tutto trascurabile, in quanto la simulazione può facilmente protrarsi per un arco temporale sufficientemente lungo da rendere lo stato iniziale ininfluenza al risultato finale.

Il caso studio in esame corrisponde al tratto iniziale del Fiume Crati. Sulla base della cartografia tecnica regionale in scala 1:5000 relativa all'area in esame, si è provveduto: i) ad individuare due sezioni in un tronco lungo circa 4 km: la sezione di monte, denominata "Ponte Europa" situata in corrispondenza del ponte omonimo, e la sezione di valle, denominata "Ponte Crati", situata in prossimità dell'attraversamento della strada Statale SS107 Silana Crotonese (vedi Fig.1); ii) ad estrapolare per il medesimo tratto 26 sezioni utilizzando i dati LIDAR con risoluzione 1m acquisiti dal Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare.

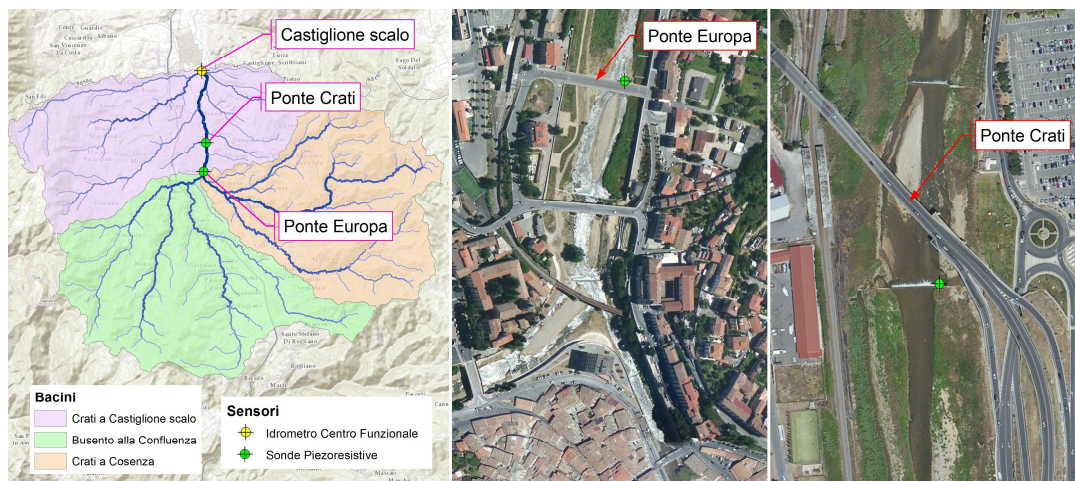


Figura 1. Identificazione del bacino oggetto di studio e collocazione dei sensori a Ponte Europa e Ponte Crati

Il Fiume Crati, corso d'acqua principale della Calabria, ha origine dalle pendici occidentali della Sila intorno ai 1650 m di quota e defluisce rapidamente in direzione nord, bagnando la città di Cosenza dove il bacino idrografico raddoppia di dimensioni grazie alla confluenza da sinistra del Fiume Busento. La sezione di "Ponte Europa" è situata immediatamente a valle di tale confluenza e sottende un bacino di superficie pari

a circa 270 km²; la sezione "Ponte Crati", è situata a circa 3 km di distanza, percorrendo un tratto privo di affluenti significativi con un incremento di area contribuente pari a 10 km², in larga parte costituita da superficie urbanizzata. Il corso d'acqua nel tratto analizzato presenta un regime torrentizio, alternando lunghi periodi di magra nella stagione estiva a innalzamenti repentini dei livelli in stretta relazione con gli eventi pluviometrici, in grado di causare improvvise ed impetuose piene nel periodo autunnale ed invernale (es. 1951, 1953, 1959 e più recentemente nel 2008). A circa 5 km a valle dalla sezione Ponte Crati è attiva dal 1999 la stazione idrometrica di "Crati a Castiglione Scalo" (area drenante pari a 405 km²) gestita dal Centro Funzionale Multirischi della Calabria (ARPACAL): i dati idrometrici disponibili, non validati e, quindi, affetti da notevole incertezza, seppur insufficienti per una caratterizzazione statistica dei deflussi superficiali confermano, come nell'esempio riportato in Fig. 2 per l'anno 2001, l'andamento sopra descritto, con portata massima (80.7 m³/s) molto elevata rispetto alla portata media (3.2 m³/s).

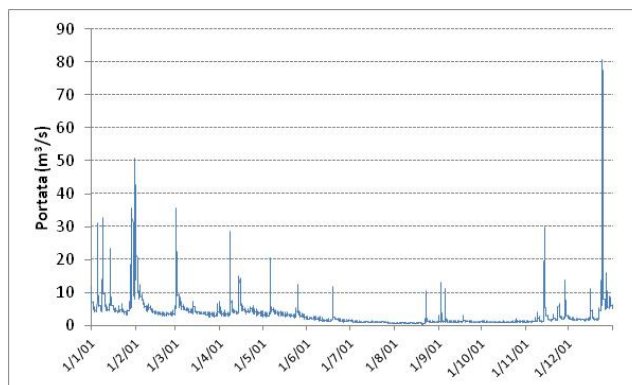


Figura 2. Regime torrentizio del Fiume Crati a Castiglione Scalo (anno 2001).

Nelle sezioni individuate, sono stati installati due sistemi di monitoraggio dei livelli in continuo del tipo Dipper-3 della SEBA Hydrometrie basati su sonda piezoresistiva, con un range di funzionamento di 10 m, una precisione di ± 0.05 % e una risoluzione di 0.3 mm. La sezione "Ponte Europa" è stata strumentata nel 2010, allocando la sonda all'interno di un tubo di acciaio di 1.5" ancorato ad una delle pile del ponte, mentre quella di "Ponte Crati", posizionata nel maggio 2015, è posta in corrispondenza della briglia a monte del ponte della Strada Statale SS107 Silana Crotonese. Nella stessa data i due strumenti sono stati sincronizzati per acquisire dati ogni 5 minuti. I dati registrati dal datalogger vengono, quindi, inseriti nel modello di propagazione idraulica denominato WEC-Flood. Il modello, che implementa l'approssimazione diffusiva dell'equazione del moto, utilizza come dati di input l'idrogramma dei tiranti nella sezione di monte, la morfologia dell'alveo ed un solo parametro di scabrezza media rappresentato dal coefficiente n di Manning. Qualora la stima del suddetto coefficiente di Manning si basi su una valutazione soggettiva, l'incertezza insita nella sua valutazione si traduce in un errore che può arrivare facilmente al 30-40% della portata stimata. Risultati molto più precisi si possono ottenere mediante la calibrazione del parametro n , effettuata utilizzando i dati piezometrici misurati dalla sonda posta nella sezione di valle. Viene quindi scelto quel particolare valore del parametro n che consente di minimizzare un residuo che rappresenti la differenza fra l'idrogramma "misurato" a valle e quello calcolato. Tale residuo può essere rappresentato dall'errore quadratico medio delle misure di livello (RMSE) valutato fra i picchi dei due idrogrammi. Un ulteriore indice di performance che può essere impiegato in fase di calibrazione è l'errore del tempo di picco valutato tra portata storica e portate simulate. Alla luce di quanto detto, per l'evento investigato verificatosi nel mese di ottobre 2015 si sono eseguite tre calibrazioni con un coefficiente di Manning variabile nel range di 0.02-0.06: la prima, detta " RUN_0 ", è stata eseguita con i dati reali registrati nelle due sezioni strumentate, le altre due, " RUN_1 " e " RUN_2 " rielaborando il dato registrato secondo una procedura descritta nel paragrafo successivo. Poichè i risultati della calibrazione in termini di sfasamento temporale del picco sono analoghi a quelli ottenuti con RMSE, si decide di mostrare il residuo della calibrazione in termini di RMSE adimensionalizzato, per poterne apprezzare il confronto nei tre RUN .

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

La metodologia del doppio livello per la misura delle portate si basa sull'analisi del transitorio dei livelli idrici misurati nelle due diverse sezioni del fiume. La verifica in situ della funzionalità della metodologia proposta può quindi avvenire solo in corrispondenza di un evento meteorico significativo, con un picco dello stesso ordine di grandezza di quello per il quale si sia selezionata la distanza fra le due sezioni di misura. Nell'anno 2015, un evento significativo è stato registrato nel mese di ottobre e la finestra temporale di maggiore interesse ricade nei giorni 21 e 22 (Fig.3 (a)) con livelli idrici nella sezione di valle che sfiorano 1.5 m di altezza. La calibrazione del parametro n restituisce per l'evento in questione un coefficiente di Manning ottimo pari a 0.0437 (RUN_0). Al fine di mostrare la robustezza della metodologia, si è deciso di procedere con due ulteriori calibrazioni, RUN_1 e RUN_2 , introducendo degli errori al dato registrato nelle due sezioni di monte e valle (Fig.3 (b)). La procedura RUN_1 è consistita nell'aver perturbato entrambi gli idrogrammi dei tiranti registrati nelle sezioni di monte e valle con un errore costante del 5% (deviazione standard nulla) rispetto al dato registrato, calibrando quindi il modello con il nuovo campione di dati. La calibrazione in questo caso restituisce un coefficiente di Manning ottimo pari a 0.0424. Nel RUN_2 invece, l'evento viene calibrato introducendo un errore casuale con distribuzione gaussiana nei due idrogrammi registrati utilizzando una deviazione standard di 10 cm ed un indice di covarianza pari 0.02. Il parametro di scabrezza ottimale in questo caso è risultato essere prossimo al RUN_0 e pari a 0.0434. Infine, sono stati confrontati, in termini di RMSE, i risultati ottenuti dai tre RUN e stimata la portata nella sezione di monte (in Fig.3 (c)) si mostrano gli idrogrammi di portata simulata nei tre RUN nella finestra di osservazione in cui ricade il picco di piena).

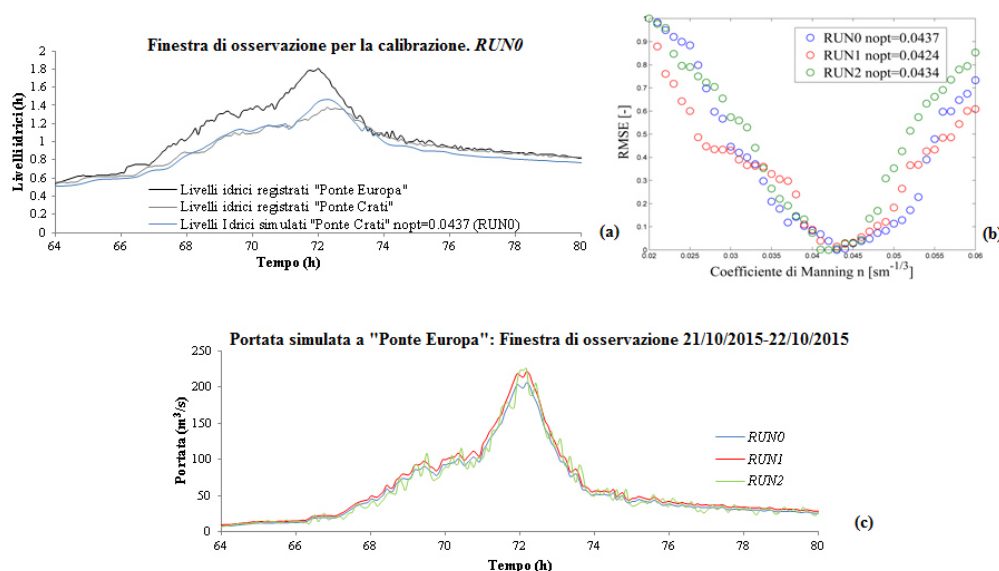


Figura 3. Andamento dei tiranti registrati e simulati (RUN_0) nelle sezioni di monte e valle del tronco fluviale modellato (a); confronto dei residui di calibrazione per i tre casi analizzati RUN_1 , RUN_2 , RUN_3 (b); andamento degli idrogrammi simulati nei tre RUN nella sezione di monte (c).

Tale confronto ha permesso di apprezzare l'accuratezza della metodologia restituendo un coefficiente di Manning ottimo pari a 0.043. In conclusione il metodo della doppia misura di livello risulta essere un efficace tool per la stima della portata (vedi Fig.3c) considerato il regime torrentizio del fiume Crati, e quindi l'elevata difficoltà di misure di portata durante eventi di piena significativi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Aricò, C., Nasello, C. & Tucciarelli, T. Using unsteady water level data to estimate channel roughness and discharge hydrograph, *Advances in Water Resources*, 2009, 32(8), 1223-1240.
- Spada, E., Sinagra, M., Tucciarelli, T., Sammartano, V. & Corato, G. Computation of vertically averaged velocities in irregular sections of straight channels, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 2014, 19, 3857-3873.

FENOMENI EROSIVI IN PROSSIMITÀ DEL PARCO ARCHEOLOGICO DI KAULON (RC): CAUSE E RIMEDI

Giuseppe Barbaro ¹, Giandomenico Foti ² & Carmelo Luca Sicilia ³

(1) Università degli Studi "Mediterranea" di Reggio Calabria, Dipartimento DICEAM, giuseppe.barbaro@unirc.it; (2) Università degli Studi "Mediterranea" di Reggio Calabria, Dipartimento DICEAM, giandomenico.foti@unirc.it; (3) Università degli Studi "Mediterranea" di Reggio Calabria, Dipartimento DICEAM, luca.sicilia.86@gmail.com

ASPETTI CHIAVE

- Descrizione e valutazione delle possibili cause dei fenomeni erosivi che hanno interessato il litorale antistante l'antica Kaulon (Monasterace Marina, RC)
- Analisi dell'evoluzione storica della linea di costa, del clima ondoso di largo a diverse scale temporali e delle variazioni della destinazione d'uso del suolo e del regime pluviometrico
- Descrizione dell'intervento di difesa realizzato, in urgenza, in seguito alle mareggiate dell'inverno 2013-2014 che hanno danneggiato il sito archeologico

1 INTRODUZIONE

Per proteggere e gestire efficacemente i litorali è necessario caratterizzare accuratamente il clima ondoso e progettare gli eventuali interventi di difesa tenendo conto dell'intera unità fisiografica di riferimento e non solo del singolo tratto interessato dai fenomeni erosivi. È importante, inoltre, individuare le cause di tali fenomeni, per poter scegliere opportunamente gli interventi da realizzare.

Il litorale in esame è ubicato nella parte settentrionale del comune di Monasterace Marina (RC), tra il centro abitato e la foce della fiumara Assi, è inclinato di 15° rispetto al Nord, e risulta esposto ai venti provenienti dal I e II quadrante (Grecale, Levante, Scirocco e Mezzogiorno). I fetch di maggiore estensione (superiore a 700 km), invece, si trovano nel II quadrante per cui le mareggiate di maggiore intensità provengono dall'Africa settentrionale e si verificano prevalentemente nei mesi autunnali e invernali.

Il sito archeologico dell'antica Kaulon si estende parallelamente alla linea di costa, comprende un ampio settore dell'abitato antico, l'area sacra del Tempio Dorico ed un museo, ed è interessato da estesi processi erosivi, il cui apice risale alle mareggiate dell'inverno 2013-2014, che hanno quasi totalmente eroso la spiaggia, provocando il crollo di una parte del muro esterno del tempio dorico (Fig. 1).



Figura 1. Nel pannello (a) è riportata l'ubicazione geografica e l'esposizione del paraggio in esame, nel pannello (b) è mostrato il muro esterno del tempio dorico dopo le mareggiate di dicembre 2013 e nel pannello (c) è mostrato tale muro dopo le mareggiate di febbraio 2014.

2 VALUTAZIONE DELLE POSSIBILI CAUSE DEI FENOMENI EROSIVI

2.1 Evoluzione storica della linea di costa

Le variazioni della linea di costa antecedenti le mareggiate dell'inverno 2013-2014 sono state valutate mediante il software QGIS 2.8.3 Wien (utilizzando le cartografie CASMEZ del 1958 ed IGM del 1985 e le ortofoto del 1998 e del 2008, tutte fornite dall'ABR della Regione Calabria), e mediante il software Google Earth Pro (nel quale sono disponibili le immagini storiche del periodo 2001-2011).

Data	Ampiezza spiaggia [m]	Variazione [m]	Variazione [%]
1958	57	-	-
1985	39	-18	-32
1998	47	+8	+21
13/3/2001	50	+3	+6
2008	29	-21	-42
13/5/2010	30	+1	+3
11/3/2011	30	-	0
12/8/2011	30	-	0

Tabella 1. Ampiezza della spiaggia e variazioni della linea di costa dal 1958 al 2011 (verde: avanzamenti; rosso: arretramenti; bianco: condizioni di equilibrio).

Analizzando i risultati riportati in Tab. 1 è possibile osservare un evidente fenomeno erosivo nel tratto antistante il sito archeologico di Kaulon, sviluppatosi in due distinte fasi temporali: la prima è avvenuta tra il 1958 ed il 1985 (sono, però, assenti cartografie intermedie che permettano di individuare con maggior precisione la data di inizio di tale processo ed i periodi in cui è stato più intenso) ed è stata caratterizzata dalla perdita di oltre il 30% della spiaggia originaria, la seconda, invece, è avvenuta tra il 2001 ed il 2008 (anche in questo caso sono, però, assenti immagini satellitari e cartografie intermedie che permettano di individuare con maggior precisione la data di inizio del processo erosivo), è stata più intensa della precedente e caratterizzata dalla perdita di oltre il 40% (rispetto al 2001) ed oltre il 50% (rispetto al 1958) della spiaggia originaria. Tra queste due fasi ne è stata osservata una intermedia, avvenuta tra il 1985 ed il 1998, in cui la spiaggia si era ricostituita quasi totalmente. Infine, nel periodo tra il 2008 ed il 2011, sono state osservate condizioni di equilibrio.

2.2 Clima ondoso di largo

Per caratterizzare il clima ondoso di largo sono stati analizzati i dati meteomarini ricavati col software ABRC-MaCRO (ricostruisce il moto ondoso a partire dalla banca dati del Met Office). La serie temporale è costituita da 159298 stati di mare e si estende dal 1/10/1986 al 31/3/2006. Gli stati di mare sono stati suddivisi per classi di altezza significativa (di 0.5 m ciascuna) e per direzioni di provenienza (di 10° ciascuna) e sono state individuate differenti scale temporali da investigare: intero periodo (1986-2006), intervalli regolari di 5 anni ciascuno (1986-1991, 1991-1996, 1996-2001, 2001-2006) ed intervalli irregolari (1986-2001 e 2001-2006). Considerando differenti scale temporali è stato, pertanto, possibile investigare le caratteristiche del moto ondoso nei periodi antecedente e successivo al 2001 (spartiacque tra due fasi successive di avanzamento ed erosione). Per caratterizzare il clima ondoso di largo sono stati calcolati, in ciascuno degli intervalli temporali sopra descritti, diversi parametri (frequenza di accadimento, altezza significativa, periodo di picco, flusso di energia, probabilità di superamento omnidirezionale, periodo di ritorno omnidirezionale, persistenza media) (Boccotti, 1997, 2015). Tra i parametri calcolati rivestono particolare importanza le soglie di altezza significativa registrate ed il relativo contenuto energetico.

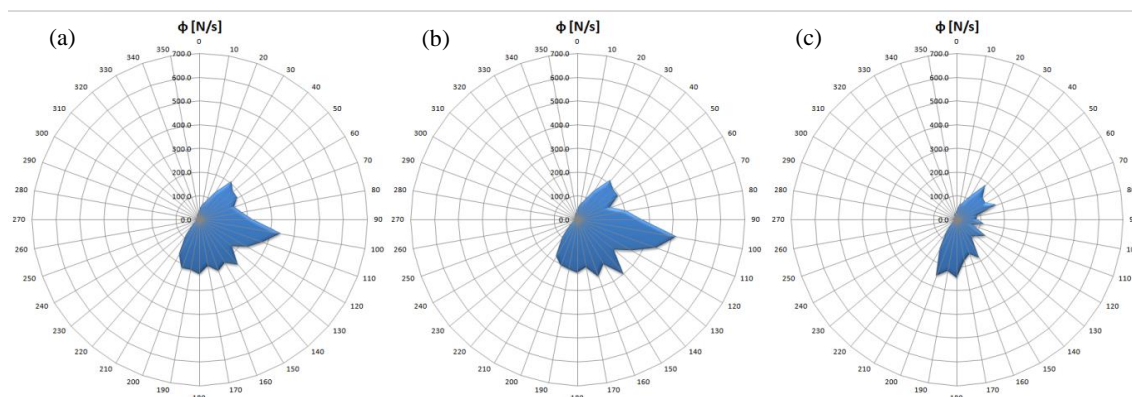


Figura 2. Nel pannello (a) è riportato il grafico polare del flusso di energia per l'intervallo 1986-2006, nel pannello (b) è mostrato il grafico relativo all'intervallo 1986-2001 e nel pannello (c) è mostrato il grafico relativo all'intervallo 2001-2006.

Intervallo	1986-2006	1986-2001	2001-2006	1986-1991	1991-1996	1996-2001	2001-2006
H _s [m]				Stati di mare			
0.0-0.5	84114	60326	23788	17703	20633	21990	23788
0.5-1.0	47709	36527	11182	12204	11722	12601	11182
1.0-1.5	17152	13315	3837	4590	4644	4081	3837
1.5-2.0	4269	3316	953	814	1474	1028	953
2.0-2.5	2248	1669	579	384	738	547	579
2.5-3.0	2135	1810	325	636	722	452	325
3.0-3.5	1179	1028	151	255	523	250	151
3.5-4.0	94	76	18	20	40	16	18
4.0-4.5	288	258	30	55	136	67	30
4.5-5.0	69	69	0	1	59	9	0
5.0-5.5	21	21	0	11	5	5	0
5.5-6.0	20	20	0	0	20	0	0
Totale	159298	118435	40863	36673	40716	41046	40863

Tabella 2. Numero di stati di mare registrati, suddivisi per classe di altezza significativa e per intervallo temporale.

Con riferimento all'intera serie temporale, dall'analisi dei risultati mostrati in Fig. 2 e Tab. 2, è possibile osservare che, dal punto di vista energetico, si registrano valori rilevanti nel ventaglio di direzioni comprese tra 40° e 200° rispetto al Nord, con valore massimo nel settore centrato su 100° rispetto al Nord, e che il litorale in esame è esposto a mareggiate provenienti sia da settori pressoché ortogonali rispetto alla costa sia da settori sensibilmente inclinati rispetto alla costa stessa.

Con riferimento ai periodi pre-2001 e post 2001, è possibile osservare che, in quest'ultimo periodo, l'altezza significativa non ha superato i 4.5 m e che nel periodo pre-2001, invece, sono stati registrati stati di mare più intensi, caratterizzati da altezza significativa compresa nella classe 5.5-6 m (la maggior parte dei quali concentrati nell'intervallo 1991-1996) mentre, dal punto di vista energetico, è possibile osservare una notevole differenza tra il periodo pre-2001, in cui l'andamento è sensibilmente in linea con quello osservato analizzando l'intera serie temporale, ed il periodo post-2001, in cui non è possibile identificare una direzione dominante e si osservano valori significativi nelle direzioni orientate secondo SSW (si tratta, però, di direzioni poco significative prendendo in esame l'intera serie temporale).

Confrontando tali risultati con quelli ottenuti nel paragrafo precedente è possibile osservare che il litorale in esame ha subito un avanzamento in un periodo temporale (1985-2001) caratterizzato da un clima ondoso di largo notevolmente più intenso rispetto a quello che ha caratterizzato il periodo in cui sono stati osservati i recenti fenomeni erosivi (prima decade degli anni 2000). Pertanto, è possibile ipotizzare che tali fenomeni non siano causati esclusivamente dall'azione del moto ondoso (va, comunque, osservato che l'azione delle singole mareggiate può avere ripercussioni anche di notevole entità sul litorale, come accaduto nel corso dell'inverno 2013-2014).

2.3 Variazioni della capacità di trasporto di sedimenti nei corsi d'acqua

Per valutare qualitativamente le variazioni della capacità di trasporto di sedimenti dei corsi d'acqua che sfociano nel tratto costiero oggetto di studio (i più importanti dei quali sono le fiumare Stilaro e Assi) sono state esaminate le variazioni delle destinazioni d'uso del suolo e del regime pluviometrico.

Le variazioni delle destinazioni d'uso del suolo sono state valutate a partire dalle Corine Land Cover del 2000 e del 2006, disponibili sul GeoPortale dell'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale (ISPRA): dal confronto tra esse è possibile osservare come solo il 2.5% circa dell'area dei bacini idrografici in esame abbia subito cambiamenti della destinazione d'uso del suolo tra il 2000 ed il 2006 per cui gli effetti sulla variazione della produzione annua di sedimenti, in tale periodo, si possono ritenere trascurabili.

Per valutare le variazioni del regime pluviometrico sono stati esaminati i valori medi annui di altezza di pioggia registrati dalle 5 stazioni pluviometriche interne o attigue all'area oggetto di studio (Serra San Bruno, Monasterace Punta Stilo, Stilo Ferdinanda, Mongiana e Fabrizia). I dati sono stati analizzati alle stesse scale temporali descritte precedentemente e, dall'analisi dei risultati mostrati in Tab. 3, è possibile osservare una disomogeneità tra le variazioni dei valori medi, sia nel confronto con l'intera serie temporale che nel confronto tra le serie temporali pre e post-2001: si tratta, prevalentemente, di differenze di piccola

entità (solo a Monasterace Punta Stilo le variazioni rispetto all'intera serie temporale sono maggiori del 10%) per cui gli effetti sulla variazione della produzione annua di sedimenti si possono ritenere trascurabili.

Stazione	h_{med} (1986-2006) [mm]	h_{med} (1986-2000) [mm]	h_{med} (2001-2006) [mm]
Serra San Bruno	1807.2	1617.9	1608.8
Monasterace Punta Stilo	701.7	467.8	739.1
Stilo Ferdinanda	1578.3	1710.8	1652.7
Mongiana	1844.4	1810.6	1697.2
Fabrizia	1727.6	1652.6	1706.9

Tabella 3. Altezze di pioggia medie registrate nelle stazioni pluviometriche interne ed attigue all'area oggetto di studio.

3 INTERVENTO DI PROTEZIONE URGENTE

In seguito alle mareggiate dell'inverno 2013-2014 è stata realizzata una scogliera radente in massi, posizionata sulla spiaggia a ridosso del tempio dorico (Fig. 3). Tale opera ha sezione trasversale di forma trapezoidale con altezza complessiva di 3 m e base maggiore di 6 m, e si estende per circa 30 m. Si tratta di una soluzione rapida ed economica, particolarmente adatta in situazioni di emergenza, che limita i fenomeni di erosione al piede (essendo una struttura permeabile favorisce, infatti, la dissipazione dell'energia ondata al suo interno e non a tergo di essa), ed è una struttura flessibile che non necessita di fondazioni speciali, poiché gli elementi che la compongono sono liberi di muoversi entro certi limiti, senza che venga compromessa la stabilità dell'intera struttura. Per contro, va osservato che tali opere necessitano, generalmente, di una manutenzione costante, soprattutto in occasione delle mareggiate tipiche del periodo invernale. Recentemente è stato appaltato un intervento di difesa che interessa l'intera unità fisiografica di riferimento e non solo il singolo tratto antistante il sito archeologico di Kaulon.

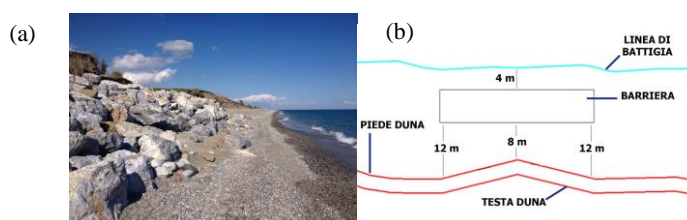


Figura 3. Nel pannello (a) è raffigurata la scogliera radente realizzata in seguito alle mareggiate dell'inverno 2013-2014 e nel pannello (b) è mostrata la relativa schematizzazione.

4 CONCLUSIONI

Nell'articolo sono stati descritti i fenomeni erosivi osservati nel litorale antistante il sito archeologico dell'antica Kaulon (Monasterace, RC) e sono state valutate le possibili cause, analizzando l'evoluzione storica della linea di costa (ricostruita mediante cartografie, ortofoto ed immagini satellitari), il clima ondoso di largo a diverse scale temporali e le variazioni delle destinazioni d'uso del suolo e del regime pluviometrico. Confrontando l'evoluzione storica della linea di costa col clima ondoso di largo è possibile osservare che il litorale in esame ha subito un avanzamento in un periodo temporale (1985-2001) caratterizzato da un clima ondoso notevolmente più intenso rispetto a quello che ha caratterizzato il periodo in cui sono stati osservati i recenti fenomeni erosivi (prima decade degli anni 2000). Pertanto, è possibile ipotizzare che tali fenomeni non siano causati esclusivamente dall'azione del moto ondoso. Inoltre, gli effetti delle variazioni della destinazione d'uso del suolo e del regime pluviometrico sulla variazione della produzione annua di sedimenti si possono ritenere trascurabili.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Boccotti, P. *Idraulica marittima* ed. Libreria Utet, Torino, Italia, 1997.
Boccotti, P. *Wave mechanics and wave loads on marine structures* ed. Elsevier BH, Oxford, UK, 2015.

PREDICTIONS OF FLOOD WARNING THRESHOLD EXCEEDANCE COMPUTED WITH LOGISTIC REGRESSION

Tommaso Diomede ¹, Luca Trotter ¹ & Maria Stefania Tesini ¹

(1) HydroMeteorological and Climate Service of the Emilia-Romagna Regional Agency for Environmental Protection and Energy, Bologna, Italy

KEY POINTS:

- A computationally cheap technique based on logistic regression is proposed for the prediction of river level threshold exceedance at short (+0-18h) and medium (+18-42h) lead times
- The role of different precipitation periods as predictors has been investigated, in particular a separation of “antecedent” and “peak-triggering” rainfall amounts is attempted
- The proposed approach can be applied to each gauged river section, independently of the availability of a rating curve for that section

1 INTRODUCTION

The evaluation of the flood risk is one of the operational tasks of the Hydro-Meteorological and Climate Service for the aims of the warning system in charge to the regional civil protection agency. The flood risk is daily evaluated (approximately at 06-08 UTC) over eight sub-areas of the Emilia-Romagna Region (Fig. 1) for the next day (i.e., the lead time +18-42 h). In case of an event is occurring or it is forecast to occur during the current day, the evaluation of the flood risk is updated also for the current day (i.e., the lead time +0-18 h). At the state of the art, the forecast of the flood risk (i.e., moderate or high risk) is based on the comparison between catchment-averaged rainfall forecast amounts and rainfall amount warning thresholds. These thresholds were defined according to a fixed return time (i.e., 5 and 20 years in case of low soil saturation rate; 2 and 5 years in case of high soil saturation rate, respectively for the moderate and high risk). Moreover, when available, the output of a real-time flood forecasting system (based on the coupling of numerical weather prediction and rainfall-runoff hydrological models) is also taken into account to evaluate the hydrological response of the catchments to the rainfall forecast. In the present study, a methodology based on logistic regression is proposed to provide forecasts for the exceeding of flood warning thresholds (warning, pre-alarm, alarm), which are defined for the aims of public safety in charge to the regional civil protection authority. This methodology allows to locally evaluate the flood risk at specific river sections in the catchment under investigation. The usefulness of the proposed method as a complementary tool to be used in the operational practice for the issue of flood warnings is therefore under investigation in the present study. The role of different precipitation periods as predictors for the exceedance of a fixed river level has been investigated, in order to derive significant information for flood forecasting. The first challenge is to search for simple indices (that is, precipitation accumulation periods), that should (on average) best represent the precipitation associated with flood events and to distinguish between event and pre-event precipitation. The underlying hypothesis of this study is that “antecedent” and “peak-triggering” rainfall amounts are significant as independent variables when used to apply a logistic regression aimed at flood forecasting.

2 METHODOLOGY AND DATASET

Logistic regression is a nonlinear regression method that is often used, in the statistical literature, to represent the form of the relationship between the relative frequency of binary outcomes and other variables. This method is well suited to probability forecasting, i.e. situations where the predictand is a probability rather than a measurable physical quantity. Denoting as p the probability being forecast, a logistic regression takes the form:

$$p = \frac{\exp[f(x)]}{1 + \exp[f(x)]} \quad (1)$$

where $f(x)$ is a linear function of the predictor variables, x ,

$$f(x) = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + \dots + b_kx_k \quad (2)$$

The mathematical form of the logistic regression equation yields ‘S-shaped’ prediction functions that are strictly bounded on the unit interval ($0 < p < 1$). The name logistic regression follows from the regression equation being linear on the logistic, or log-odds scale:

$$\ln\left[\frac{p}{1-p}\right] = f(x) \quad (3)$$

Even though the form of Equation (3) is linear, standard linear regression methods cannot be applied to estimate the regression parameters because in the training data the predictand values are binary (i.e. 0 or 1), so that the left-hand side of Equation (3) is not defined. Rather, the parameters are generally estimated using an iterative maximum likelihood procedure (Wilks, 2009). In this study, $k=3$; x_1 , x_2 and x_3 are, as first guess, precipitation amounts related to different accumulation periods. Based on catchment-averaged values, a separation of “antecedent” and “peak-triggering” rainfall amounts as independent variables is attempted (Froidevaux *et al.*, 2015). In hydrology, “antecedent” precipitation generally implies all the precipitation preceding the very last flood-triggering event (that is, the heavy precipitation which happens just before the flood). However, floods might also happen in association with weaker triggering events in case of the soil saturation is high and/or the river level is increased due to recent previous rainfall events or snowmelt. In particular, the following flood-related precipitation periods have been considered: (i) the period from 1 to n days before the forecast issue time, which may be relevant for the soil saturation (“state of the catchment”), (ii) the last 24 hours, which may be relevant for the current water level in the river (“state of the river”), and (iii) the period from 0 to x hours in advance with respect to the forecast issue time, when the flood-triggering precipitation generally occurs (“state of the atmosphere”). For the daily operational practice, the forecast issue time is fixed at 06:00 UTC. Several combinations and values of these predictors have been tested to optimise the method implementation. In particular, the period for the precursor antecedent precipitation ranges between 5 and 45 days; the current “state of the river” can be represented by the last 24-h precipitation or, as alternative, by the current river level. The flood-triggering precipitation has been cumulated over the next 18 hours (for the short lead time, i.e., +0-18 h) and the next 36-42 hours (for the medium lead time, i.e., +18-42 h). Additional steps needs to be defined in order to optimise the method implementation, such as the number of rainguages and the method used for the computation of the catchment-averaged rainfall amount, and the threshold value of the forecast probability to discriminate between the occurrence or non-occurrence of the event (i.e., the exceeding of a fixed flood warning threshold).

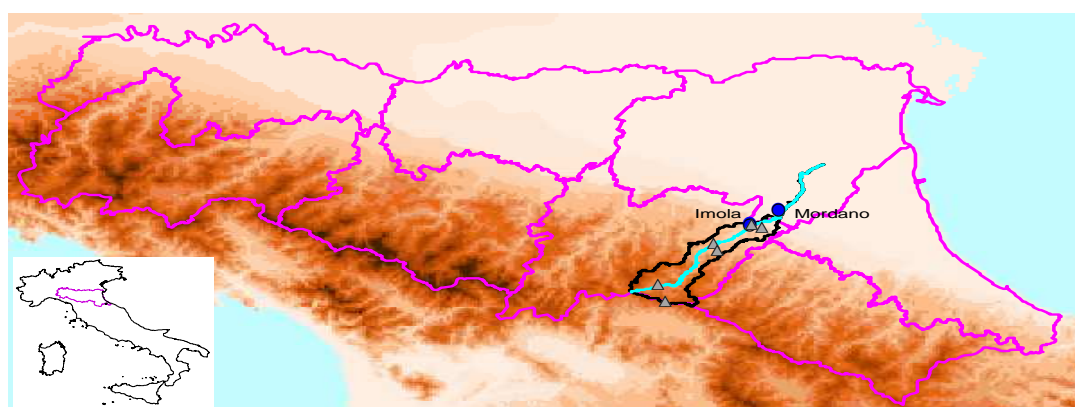


Figure 1. The Santerno River basin (black line) localized in the Emilia-Romagna Region, northern Italy. In evidence, the river sections (blue dots) under investigation, the available rainguages (grey triangles) and the eight warning sub-areas (fuchsia line).

The proposed approach requires a specific implementation of the logistic regression for each river section and warning threshold. The method performance has been evaluated over the Santerno river catchment (about 450 km²) in the Emilia-Romagna Region, northern Italy (Fig.1). Hydro-meteorological data of the period 2008-2015 were used for reasons of data consistency. Two flood warning thresholds (i.e., the lower

two levels out of the three levels defined for the aims of the regional civil protection authority) were considered to evaluate the performance of the proposed method.

3 RESULTS

A statistical analysis in terms of false alarms, misses and Equitable Threat Score (ETS) was carried out by using the 8-year long database. With respect to the optimisation of the method implementation, the statistical study revealed that: (i) the best outcomes were obtained when the Thiessen polygon method was used for the computation of the catchment-averaged rainfall amount (against to the simple arithmetic mean); (ii) the optimal number of raingauges used for the computation of the catchment-averaged rainfall amount, the threshold value of the forecast probability to discriminate between the occurrence or non-occurrence of the event and the period of rainfall amount to represent the current state of the soil (i.e., the variable x_1) varied for each section and warning threshold (Table 1). In particular, the best outcomes were obtained for rainfall amounts which range between 20 and 45 days for the short lead time and between 15 and 30 days for the medium lead time. Generally, this period is longer for the first section downstream to the closure section of the mountainous part of the catchment (i.e., Mordano) than for the upstream river section (i.e., Imola). Also, this period is generally longer for the short lead time than for the medium lead time. With respect to the variable x_2 , which represents the current state of the river, the best outcomes for the medium lead time and lower flood threshold were obtained when the river level is considered. For the higher flood threshold at the medium lead time, outcomes were similar by using the river level or the last 24-h precipitation amount as variable x_2 . At the short lead time, the best outcomes were obtained for both flood thresholds when the last 24-h rainfall is used as variable x_2 . With respect to the variable x_3 , at the medium lead time, the best outcomes were obtained when the flood-triggering precipitation was cumulated over the next 36 hours (against the next 42 hours). The independent variables resulted as statistically significant with respect to the asymptotic p-value test.

river section	flood warning threshold	lead time (hours)	number of raingauges	accumulation period for variable x_1 (days)	threshold value of the forecast probability
Imola	warning	0-18	2	45	0.2
Mordano	warning	0-18	4	30	0.15
Imola	pre-alarm	0-18	2	20	0.7
Mordano	pre-alarm	0-18	4	30	0.25
Imola	warning	18-42	1	15	0.4
Mordano	warning	18-42	1	20	0.3
Imola	pre-alarm	18-42	2	15	0.001
Mordano	pre-alarm	18-42	4	30	0.4

Table 1. Some characteristics of the optimised implementation of the logistic regression based method for each river section, flood warning threshold and forecast lead time.

Figure 2 shows the statistical scores of the best method implementation for each river section and warning threshold. The values of the statistical scores are quite satisfactory, with slightly better performances for the higher flood warning threshold. The lead time has not a significant impact on the performance in terms of ETS. The graphs show results obtained through a leave-one-out cross-validation analysis. From the whole database, $n-1$ events (days) are used for model calibration and the single remaining event (day) is used for model validation. Subsequently, another event is chosen for validation and the calibration period then comprises the remaining $n-1$ events. This is repeated until all n events have been used for validation. The optimisation of the method has been performed in a “hindcast” mode, that is observed rainfall represents the flood-triggering precipitation. Using rainfall forecasts (provided by the meteorological model COSMO-I7) as predictor of the flood-triggering precipitation causes a degradation of performance; nevertheless, this performance is similar to that provided by the distributed rainfall-runoff model TOPKAPI (Liu and Todini, 2002) driven by the same rainfall forecast input (Table 2). An additional test has been carried out on the significance of the independent variable which may be relevant for the soil saturation. Actually, antecedent precipitation is not antecedent moisture, and the moisture state may better represent the disposition of a

catchment to generate discharge peaks (Froidevaux *et al.*, 2015). Therefore, the soil saturation state of the Santerno catchments provided by TOPKAPI has been tested as the independent variable x_1 in the logistic regression formulation (2). A slight improvement of performance is obtained just for the lower warning level (not shown). Extending the results to the role of antecedent moisture would require to use land surface models and/or extensive observations of soil moisture and ground water (Froidevaux *et al.*, 2015).

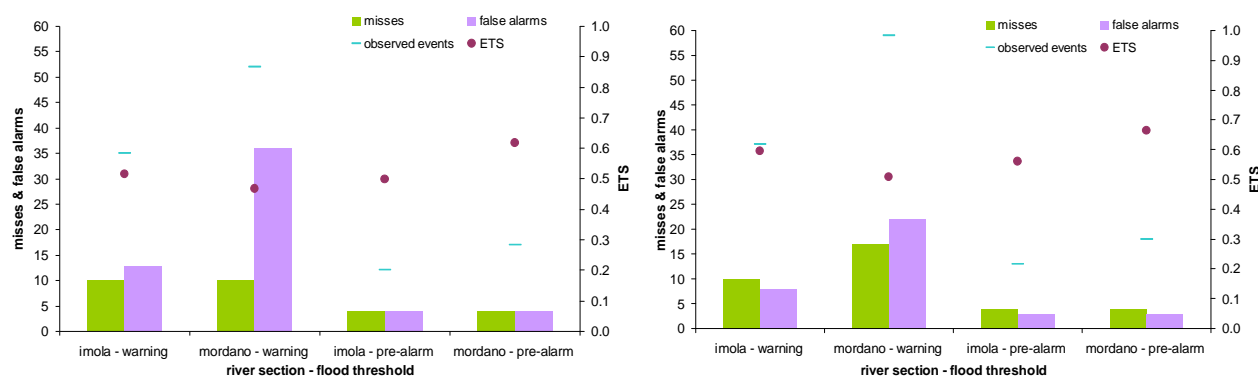


Figure 2. Equitable Threat Score (brown dots), missed events (green bars) and false alarms (violet bars) provided by the best method implementation for each river section and warning threshold during the period 2008–2015. The number of observed events is displayed by the horizontal thick blue line. The left panel refers to the lead time +0-18h, the right panel to the lead time +18-42h.

river section	forecast methodology	ETS	ETS
		lead time +0-18h	lead time +18-42h
Imola	logistic regression	0.37	0.18
Imola	hydrological model	0.30	0.15
Mordano	logistic regression	0.42	0.22
Mordano	hydrological model	0.40	0.16

Table 2. Equitable Threat Score values for the forecast of the pre-alarm flood threshold provided by the logistic regression based method and the hydrological model driven by rainfall forecasts at the short and medium lead times.

4 CONCLUSIONS

The results of this study are quite encouraging, so that the proposed method can be considered as a valuable complementary tool in the operational practice for the issue of warnings by the authority responsible of public safety in case of flood. Moreover, this computationally cheap technique to estimate the exceedance of flood warning thresholds can be applied to each gauged river section, independently of the availability of a rating curve for that section. The small-scale temporal and spatial distribution of precipitation is an important determinant of the flood generation in some catchments, especially those catchments prone to flash-floods. Precipitation events can be very local and imply rapidly varying rainfall rates. Some short and/or localized precipitation events can thus be smoothed out or missed in the catchment-averaged precipitation sums used in the proposed methodology. The catchment-averaged precipitation sums for the next 18-42 hours could be with this regard very coarse representations of real precipitation events. However, at the state of the art, sub-daily flood-triggering precipitation amounts are scarcely well forecast in time and space by NWP models. Therefore, this issue should not dramatically impact the operational performance of the proposed method.

REFERENCES

- Froidevaux, P., Schwanbeck, J., Weingartner, R., Chevalier, C. & Martius, O. Flood triggering in Switzerland: the role of daily to monthly preceding precipitation, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 2015, 19, 3903–3924.
- Liu, Z. & Todini, E. Towards a comprehensive physically-based rainfall-runoff model, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 2002, 6, 859–881.
- Wilks, D.S. Extending logistic regression to provide full-probability-distribution MOS forecasts, *Meteorological Applications*, 2009, 16, 361–368.

RISCHIO IDRAULICO A PADOVA: OTTIMIZZAZIONE DELLA GESTIONE DEL NODO IDRAULICO DI VOLTABAROZZO

Riccardo Mel¹, Luca Carniello¹, Luigi D'Alpaos¹,

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli studi di Padova, Via Loredan 20, 35131 Padova

ASPETTI CHIAVE

- Il nodo idraulico di Voltabarozzo, crocevia delle acque dei fiumi Brenta e Bacchiglione, costituisce il cardine della gestione del rischio idraulico relativo alla città di Padova e al suo territorio
- L'obiettivo generale è quello di sviluppare una procedura automatica in grado di descrivere in tempo reale il funzionamento del nodo idraulico di Voltabarozzo, al fine di gestire in modo ottimale le fasi di emergenza
- La procedura predisposta permette di verificare l'efficacia di interventi volti a ridurre il rischio idraulico, esempio: l'ultimazione dell'Idrovia Padova-Venezia

1 PREMESSA

La rete idraulica di Padova, progettata ed eseguita secondo gli indirizzi dei piani Fossombroni-Paleocapa e Gasparini, ha consentito alla città di superare indenne i più gravosi eventi di piena del Bacchiglione che si sono verificati nel recente passato, come quelli del 1926, del 1966 e i due del 2010 (Zanetti, 2013).

Tuttavia, lo sviluppo urbanistico che ha investito il territorio in maniera massiccia negli ultimi decenni, richiede di scaricare in mare portate sempre maggiori, rendendo allo stesso tempo sempre più difficile intervenire sulle sezioni e sugli alvei dei corsi d'acqua. Si evidenzia inoltre il considerevole incremento della capacità di scolo della rete idraulica minore, con conseguente aumento della portata immessa dalle idrovore nella rete idraulica principale. Ne risulta che, corsi d'acqua aventi una capacità di deflusso quasi identica a quella dei tempi del Paleocapa e del Gasparini, ora devono poter condurre al mare, in tempi minori, maggiori quantità d'acqua. Un piano di gestione dei manufatti presenti nel sistema idrografico Brenta – Bacchiglione assume quindi un'importanza fondamentale per la protezione di Padova e del suo territorio.

In particolare, la gestione del nodo idraulico della città di Padova durante gli eventi di piena prevede la chiusura di una serie di manufatti al fine di intercludere il flusso nei canali interni alla città. Le manovre attuate al nodo di Voltabarozzo (Fig.1) consistono invece nella movimentazione di due gruppi di paratoie installate rispettivamente nel manufatto Regolatore, che collega il nodo con il Roncagette inferiore (originario corso del Bacchiglione), e nel manufatto Scaricatore, che collega il nodo con il fiume Brenta attraverso i canali San Gregorio e Piovego. L'obiettivo delle manovre è quello di scaricare, per quanto possibile, le acque del Bacchiglione in Brenta, al fine di contenere i livelli nel Roncagette inferiore, con particolare riferimento all'area di Bovolenta ove è presente anche l'immissione delle acque provenienti dal Canale Bisatto e dai Colli Euganei.

L'obiettivo del presente lavoro consiste preliminarmente nella costruzione e messa a punto di un modello matematico in grado di fornire in tempo reale la risposta del sistema fluviale alle piene che lo sollecitano, con particolare riferimento alla previsione delle portate in arrivo al nodo di Voltabarozzo (Fig.1).

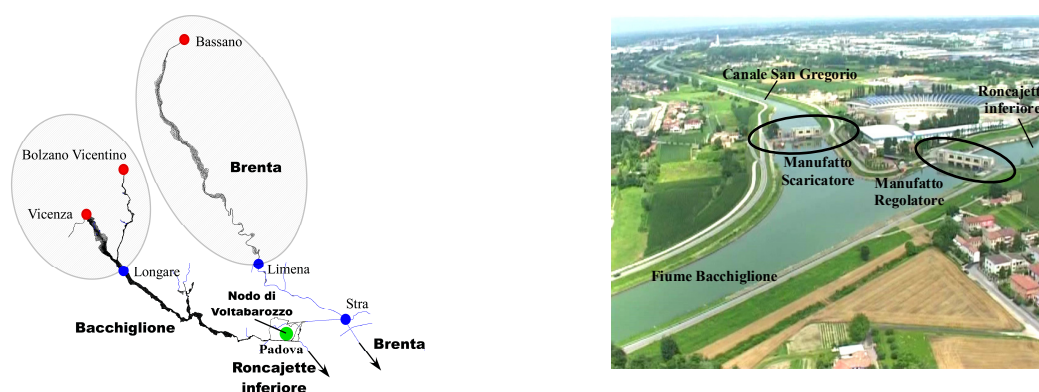


Figura 1. Il pannello di sinistra raffigura il reticolo di calcolo del sistema idrografico Brenta – Bacchiglione. Nel pannello di destra è riportata una foto del nodo idraulico di Voltabarozzo ove, in primo piano, si possono notare i manufatti Scaricatore e Regolatore.

In una seconda fase è stata implementata una procedura automatica che, sulla base delle portate in arrivo al nodo calcolate dal modello, è in grado di descrivere la manovra ottimale da effettuare alle paratoie seguendo il criterio di minimizzazione del rischio (Fig.2). Tale procedura è stata infine verificata inserendo le manovre alle paratoie, ottenute dalla procedura stessa, all'interno del modello idrodinamico, controllando il rispetto dei criteri prefissati. La procedura è stata costruita in maniera tale da riprodurre al meglio l'attuale gestione dei servizi di piena, al fine da poter gestire in maniera sicura e completamente automatica le regolazioni ai manufatti durante le piene del Bacchiglione. Tale procedura rende inoltre possibile ricostruire le manovre eseguite alle paratoie negli eventi di piena passati, manovre che sono state registrate solo a partire dai primi anni duemila. Il sistema predisposto consente, infine, valutare gli effetti degli interventi proposti per mettere in sicurezza il bacino in questione, come il rialzo degli argini, una migliore manutenzione delle sponde dei canali e la realizzazione dell'idrovia, che dovrebbe collegare direttamente il Brenta alla laguna di Venezia poco a valle dell'immissione delle acque scaricate dal Bacchiglione attraverso il manufatto Scaricatore a Voltabarozzo.

2 MATERIALI E METODI

I dati utilizzati nella costruzione della procedura, tutti disponibili in tempo reale durante gli eventi di piena, sono i livelli e le portate misurati da ARPAV (Agenzia regionale per la prevenzione e protezione ambientale del Veneto) con cadenza semioraria in diverse stazioni del sistema idrografico e le portate scaricate dalle idrovore, registrate dal Consorzio di Bonifica Brenta – Bacchiglione.

Il modello idrodinamico utilizzato (D'Alpaos & Defina, 2007) per calcolare le portate in arrivo al nodo e per verificare il funzionamento della procedura risolve le equazioni di de Saint Venant, che descrivono la propagazione delle onde di piena lungo un corso d'acqua. Le equazioni sono risolte adottando uno schema numerico agli elementi finiti su un reticolo di calcolo costituito da maglie triangolari, che viene utilizzato per descrivere l'area oggetto dello studio. Il modello prevede inoltre la possibilità di inserire degli elementi speciali, che sono in grado di simulare gli effetti idraulici dovuti alla presenza nella rete idrografica di organi di controllo e regolazione (Viero et al., 2013). L'area riprodotta riguarda il bacino del Bacchiglione in un primo tratto da Vicenza e da Bolzano Vicentino, ove sono a disposizione i dati di portata ARPAV, sino a Longare, ove ARPAV fornisce i dati di livello ed è disponibile anche la scala delle portate. La schematizzazione si spinge poi da Longare fino alla confluenza con il fiume Brenta, il quale è stato riprodotto da Bassano, ove sono a disposizione i dati ARPAV delle portate, fino alla foce. Trattandosi di una schematizzazione che comprende un'area molto vasta, si è reso necessario costruire una griglia di calcolo semplificata in grado di fornire in tempi rapidi la risposta del sistema fluviale alle piene che lo sollecitano. In particolare, è stata adottata una schematizzazione bidimensionale tra Longare e Padova per quanto riguarda il Bacchiglione e tra Bassano e Padova per quanto riguarda il Brenta. In questi tratti infatti la geometria dell'alveo è di tipo meandriforme, ove non è possibile assumere un approccio di tipo monodimensionale. Lungo i tratti dei fiumi Brenta e Bacchiglione compresi tra Padova e la foce, gli alvei seguono invece un percorso pressoché rettilineo con argini ravvicinati, rendendo possibile utilizzare una schematizzazione di tipo 1D.

CODICI	1	2	3	4	5
PORTATA BACCHIGLIONE	< 100	101 - 200	201 - 350	351 - 500	> 500
LIVELLO AL NODO	12.0	12.1 - 13.0	13.1 - 13.5	13.6 - 14.0	> 14.0
PORTATA BRENTA	< 400	401 - 800	801 - 1000	1001 - 1200	> 1200
FRANCO MINIMO	1	1	0.5	0.5	0.5

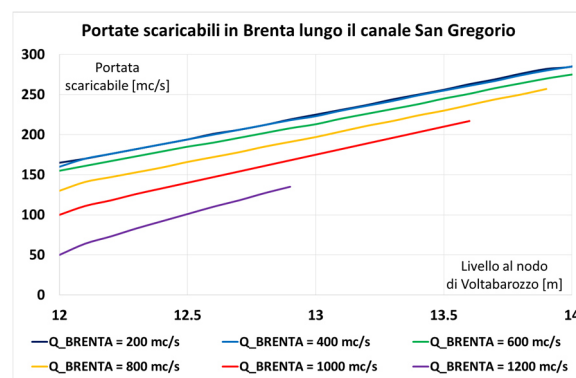


Figura 2. Il pannello di sinistra riassume le caratteristiche dei cinque livelli di rischio idraulico sui quali è stata implementata la procedura. Il pannello di destra raffigura la portata scaricabile lungo il sistema San Gregorio – Piovego, con le paratoie del manufatto scaricatore completamente aperte, in funzione del livello a monte del nodo e della portata fluente lungo il Brenta.

Con il modello uni-bidimensionale predisposto è stato possibile:

- condurre un'analisi sulla capacità di portata dei fiumi Brenta e Bacchiglione;
- costruire la scala delle portate in corrispondenza della stazione di Longare;
- correlare le portate in arrivo al nodo di Voltabarozzo con le portate misurate da ARPAV a Longare e Bassano;
- calcolare le portate scaricabili lungo canale il San Gregorio in funzione del livello mantenuto a monte del nodo e della portata fluente lungo il Brenta (Fig.2);
- implementare una procedura automatica in grado di definire la manovra corretta da eseguire alle paratoie secondo il criterio di minimizzazione del rischio idraulico, verificandone il rispetto mediante riproduzione di tale manovra con il modello matematico (Fig.3);
- studiare l'effetto degli interventi volti a ridurre il rischio idraulico all'interno del bacino, quali la costruzione dell'idrovia, il rialzo degli argini e una migliore manutenzione delle sponde (Fig.4).

3 RISULTATI

La procedura implementata definisce 5 codici di rischio, caratterizzati da altrettanti colori (Fig.2). Essi si riferiscono rispettivamente alla portata del Bacchiglione, compreso il contributo delle idrovore, al livello a monte del nodo di Voltabarozzo e alla portata del fiume Brenta. La portata massima scaricabile lungo il Roncagette inferiore che non comporta l'apertura delle paratoie del manufatto Scaricatore è stata fissata pari a $100 \text{ m}^3/\text{s}$, così come si opera attualmente durante i servizi di piena. Qualora la portata in arrivo al nodo, calcolata dal modello, superi tale valore, è necessario agire sulle paratoie, secondo i criteri descritti di seguito:

- **Minimizzazione:** realizzato un codice diverso da quello azzurro relativo alla portata in arrivo dal Bacchiglione al nodo, il primo tentativo consiste nello scaricare la portata eccedente lungo il San Gregorio, riportando quindi a codice azzurro la portata sul Roncagette inferiore, a patto di mantenere a valori di codice azzurro sia il livello a monte del nodo, pari a 12m, sia la portata che fluisce a valle della confluenza Piovego – Brenta, pari a $400 \text{ m}^3/\text{s}$ (Fig.3).
- **Eguaglianza:** Qualora non sia possibile portare a codice azzurro tutti e tre gli indicatori si verifica inizialmente se è possibile ottenere un valore di codice verde lungo il Roncagette inferiore portando a valori di codice verde gli altri due indicatori. Se ciò non risulta possibile, si ripete la stessa procedura riferendosi rispettivamente ai codici giallo, arancione e rosso.
- **Fatalità:** Qualora non sia possibile mantenere lo stesso codice per tutti e tre gli indicatori, si accetta un codice superiore relativo alla portata del Roncagette. Qualora invece la soluzione preveda lo stesso codice per tutti e tre gli indicatori, si impone, per quanto riguarda la portata fluente lungo il Roncagette inferiore, il valore massimo all'interno dell'intervallo relativo a tale codice, in modo da minimizzare il livello a monte del nodo e la portata sul Brenta.

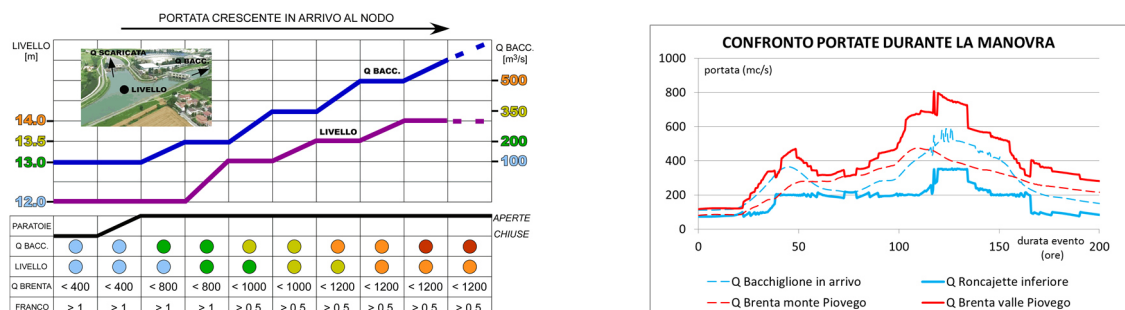


Figura 3. Il pannello di sinistra schematizza il funzionamento della procedura di regolazione delle paratoie al nodo di Voltabarozzo, il pannello di destra raffigura un esempio in termini del risultato della movimentazione delle paratoie, con livello a monte del nodo sempre pari a 12 m. Si noti come la portata scolmata dal San Gregorio sia funzione di quella fluente lungo il Brenta, in modo da ottemperare il criterio di eguaglianza del rischio.

La procedura così costruita, applicata a 50 eventi del recente passato, fornisce la manovra ottimale da compiere ai due manufatti: noto infatti il livello da mantenere a monte del nodo e la portata scaricata lungo il canale San Gregorio, è di immediata determinazione il grado di apertura delle paratoie del manufatto Regolatore, apertura che dovrà scaricare la differenza tra la portata in arrivo e la portata scaricata con il livello imposto a monte del nodo. Le manovre risultanti sono state infine imposte all'interno del modello idrodinamico, con il quale è stata verificata l'effettivo soddisfacimento dei criteri prefissati.

Un secondo fine della procedura ideata riguarda la simulazione dell'operatività del nodo con riferimento ai possibili interventi atti a mitigare il rischio idraulico nel territorio padovano. Come già accennato, le principali proposte consistono in una migliore manutenzione degli alvei e delle sponde dei canali San Gregorio e Piovego, nel rialzo delle loro arginature e nel completamento dell'idrovia Padova-Venezia come scolmatore del Brenta. I dettagli degli interventi proposti sono riassunti di seguito:

- **Manutenzione sponde e alvei:** nella schematizzazione attuale dei canali San Gregorio – Piovego la scabrezza ottenuta nella calibrazione del modello, espressa secondo la formulazione di Strickler, è pari a $K_s = 30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$. Si stima che una migliore manutenzione delle sponde arginali, mediante taglio dell'erba e della vegetazione arborea, e una completa pulizia degli alvei possano portare il valore del coefficiente di scabrezza a $40 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$, incrementando così la portata scaricabile.
- **Innalzamento degli argini:** La procedura implementata permette di scaricare lungo il sistema San Gregorio – Piovego a patto di mantenere un franco minimo, in corrispondenza del tratto arginale più depresso, pari a 0.5 m. Un rialzo arginale, attuato in tre tratti limitati del canale San Gregorio, permetterebbe di portare la quota arginale a 14 m s.l.m., il che consentirebbe di incrementare il numero di ore in cui le paratoie del manufatto Scaricatore possono essere aperte.
- **Utilizzo dell'idrovia:** L'utilizzo dell'idrovia permetterebbe di scolmare direttamente in laguna di Venezia, a valle della confluenza Piovego – Brenta, una portata pari a $300 \text{ m}^3/\text{s}$, diminuendo il codice di rischio relativo al fiume Brenta e permettendo così di incrementare il numero di ore nelle quali vi si può scaricare.

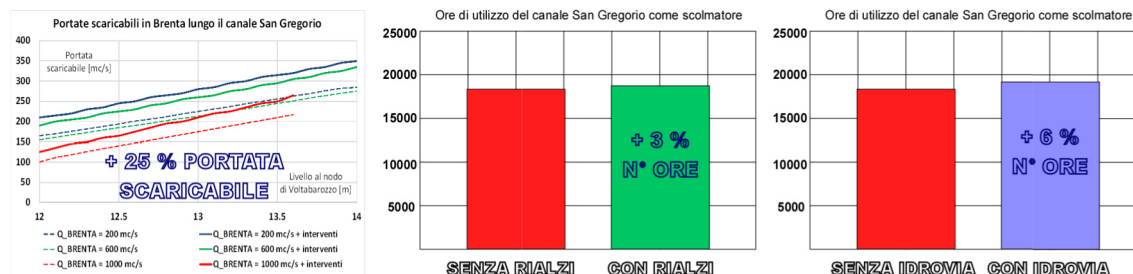


Figura 4. Miglioramenti della funzionalità del nodo con i tre principali interventi proposti: manutenzione delle sponde, rialzo arginale lungo i canali San Gregorio e Piovego e realizzazione dell'idrovia Padova – Venezia.

Dai risultati riassunti in Fig. 4 si evince come una migliore manutenzione dei canali San Gregorio e Piovego produca un incremento della portata scaricabile fino al 25 %. Il rialzo degli argini nei tratti più depressi dei due canali e la realizzazione dell'idrovia permetterebbero invece di poter scaricare per un maggior numero di ore. Si sottolinea infine come tali interventi debbano essere concepiti come associati ad altri interventi volti al contenimento della portata in arrivo a Padova quali la realizzazione delle casse di espansione lungo il Bacchiglione a monte di Padova.

RINGRAZIAMENTI: Il presente studio è stato finanziato da: Regione del Veneto, Rotary Onlus Distretto 2060, Rotary Club Padova Euganea, Rotary Club Padova, Rotary Club Padova Nord.

RIFERIMENTI

- D'Alpaos L., Defina A. Mathematical modeling of tidal hydrodynamics in shallow lagoons: A review of open issues and applications to the Venice lagoon, *Computers & Geosciences*, 33, pp. 476-496, doi:10.1016/j.cageo.2006.07.009, 2007.
- Viero D.P., D'Alpaos L., Carniello L., Defina A. Mathematical modeling of flooding due to river bank failure, *Advances in Water Resources*, 59, 82-94, doi:10.1016/j.advwatres.2013.05.011, 2013.
- Zanetti, P.G. Acque di Padova. 150 anni del Canale Scaricatore, EAN: 9788883147265, Cierre Editore, Verona, 2003.

MODELLISTICA IDROLOGICA PER LA STIMA PROBABILISTICA DELLE PORTATE AL COLMO DI PIENA IN LOMBARDIA

Matteo Cislighi¹ e Michele Russo¹

(1) ARPA della Lombardia

ASPETTI CHIAVE

- Digitalizzazione di lunghe serie storiche (1970-2011) e aggiornamento dati caratteristici dei corsi d'acqua lombardi, colmi di piena e curve di durata
- Simulazione idrologico/idraulica per la stima probabilistica delle portate al colmo di piena
- Pubblicazione online ad accesso libero dei dati e delle elaborazioni (<http://idro.arpalombardia.it>)

1 PREMESSA

La conoscenza della probabilità di accadimento di un evento di piena è un elemento fondamentale per la mitigazione del rischio alluvionale. Ne consegue l'importanza di poter stimare il valore della portata al colmo di piena in base al tempo di ritorno in un qualsiasi punto di un corso d'acqua, indipendentemente dalla presenza o meno di dati di monitoraggio.

A tal proposito ARPA Lombardia ha partecipato al progetto FLORA (Flood estimation in complex Orographic area for Risk mitigation in Alpine space, progetto interreg Italia svizzera 2007-2013, cofinanziato dal FESR «Fondo europeo di sviluppo regionale» «Le opportunità non hanno confini») con l'obiettivo di ampliare la base dati dei colmi di piena esistente e di aggiornare le statistiche di livelli e portate dei corsi d'acqua lombardi.

L'ampliamento della base dati era necessario in quanto la "Pubblicazione 17 - Dati caratteristici dei corsi d'acqua", edita dal Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, che riporta i valori delle portate medie e al colmo per le sezioni rilevanti del bacino del Po, è stata pubblicata per l'ultima volta nel 1980 con dati di monitoraggio aggiornati al 1970. Sono stati quindi effettuati il recupero e la stabilizzazione non solo dei colmi di piena ma delle intere serie storiche dei dati idrologici nelle stazioni regionali nel quarantennio 1970-2011, da cui estrarre le statistiche.

Per la stima probabilistica delle portate al colmo è stata adottata la metodologia regionale proposta nel Progetto VAPI (*De Michele & Rosso, 2001*), integrata con la simulazione modellistica per la valutazione delle portate in punti lontani dalle stazioni di monitoraggio.

2 IL METODO

La metodologia VAPI stima le portate al colmo di piena secondo l'equazione:

$$Q_T = Q_i X_T \quad (1)$$

dove:

Q_T è la portata al colmo per un determinato periodo di ritorno T , espresso in anni;

Q_i è la portata indice, ovvero il valore atteso della massima annuale delle portate al colmo, valore locale caratteristico del corso d'acqua e della sezione fluviale di interesse;

X_T è il "fattore di crescita", che dipende dal tempo di ritorno T secondo una legge di probabilità valutata a scala regionale.

La VAPI prevede che i valori del fattore di crescita X_T siano stimati a partire dai dati misurati nelle sezioni dotate di idrometri registratori (sezioni strumentate) e siano applicabili anche in punti non dotati di strumenti di monitoraggio (sezioni non strumentate).

Diversamente la portata indice Q_i è calcolata dai dati disponibili nelle sezioni strumentate e deve essere

stimata nelle sezioni non strumentate.

Con l'aggiornamento della base dati delle stazioni strumentate al 2011, la stima delle portate al colmo è stata irrobustita dal punto di vista statistico, sia per quanto riguarda i valori di portata indice sia per il fattore di crescita regionale.

Rimane forte l'esigenza di definire il valore della portata indice in punti distanti dalle stazioni di misura. I punti di monitoraggio non sono infatti sempre rappresentativi dell'andamento della portata lungo l'intero corso d'acqua.

A tal proposito è stata utilizzata la simulazione idrologico/idraulica di piena così da riuscire a descrivere compiutamente i meccanismi di formazione e propagazione delle portate di piena lungo tutta l'asta fluviale, sia in ambito montano che in pianura.

L'approccio adottato è quello di elaborare la portata indice in sezioni non strumentate $Q_{i(ns)}$ raccordando i risultati della simulazione modellistica con i dati osservati nelle sezioni strumentate $Q_{i(str)}$.

Si è deciso di non implementare un nuovo modello ma di utilizzare la catena modellistica FEWS (*Rebora et al, 2002*) già esistente. FEWS è lo strumento operativo per il monitoraggio delle piene fluviali utilizzato dai Centri Funzionali Regionali di Protezione Civile del Po. Il modello riproduce l'intero bacino del Po ed è stato sviluppato nel triennio 2008-2011 dall'Agenzia Interregionale del Po (AIPo) in collaborazione con le ARPA territorialmente interessate. Funziona sia in previsione che in monitoraggio ed è costantemente alimentato con i dati in teletrasmissione messi in comune dalle regioni del bacino del Po per fini di protezione civile; costituisce quindi la base di simulazione idrologica più ampia disponibile su tutto il bacino padano. Per il suo sviluppo le regioni Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Liguria, Veneto ed Emilia Romagna hanno messo a disposizione i loro archivi storici di dati da stazioni automatiche.

I valori simulati forniscono l'informazione sulla propagazione delle portate lungo il corso del fiume, ma sono calcolati su 10 anni di simulazione; non possiedono quindi la robustezza delle statistiche osservate nelle sezioni strumentate, con numero di anni superiore a 30.

Per tener conto di questo fattore, nei punti in coincidenza delle sezioni strumentate sono stati calcolati i rapporti tra la portata indice osservata e quella simulata:

$$R_i = \frac{Q_{i(str)}}{Q_{i(sim)}} \quad (2)$$

La portata indice nelle sezioni non strumentate $Q_{i(ns)}$ è ottenuta moltiplicando la portata indice simulata per R_i :

$$Q_{i(ns)} = R_i Q_{i(sim)} \quad (3)$$

3 IL CASO DI STUDIO DELL'ADDA

Il caso di studio presentato è il fiume Adda, affluente sinistro di Po e corso d'acqua significativo in Lombardia, sia per la complessità e le dimensioni del bacino che copre circa la metà del territorio regionale, sia per le attività antropiche che su di esso insistono.

I risultati delle simulazioni di calibrazione del modello (anni 2000-2009) sono stati utilizzati per definire l'andamento delle portate di piena lungo l'asta del fiume.

Sono state scelte 25 sezioni idrologiche rappresentative (Figura 1a), selezionate in base ai seguenti criteri:

- presenza di una stazione di monitoraggio idrometrico
- sezione a monte o a valle di una confluenza con altro corso d'acqua
- sezione in ingresso o in uscita dai principali laghi lombardi
- massima distanza tra due sezioni pari a 25 Km.

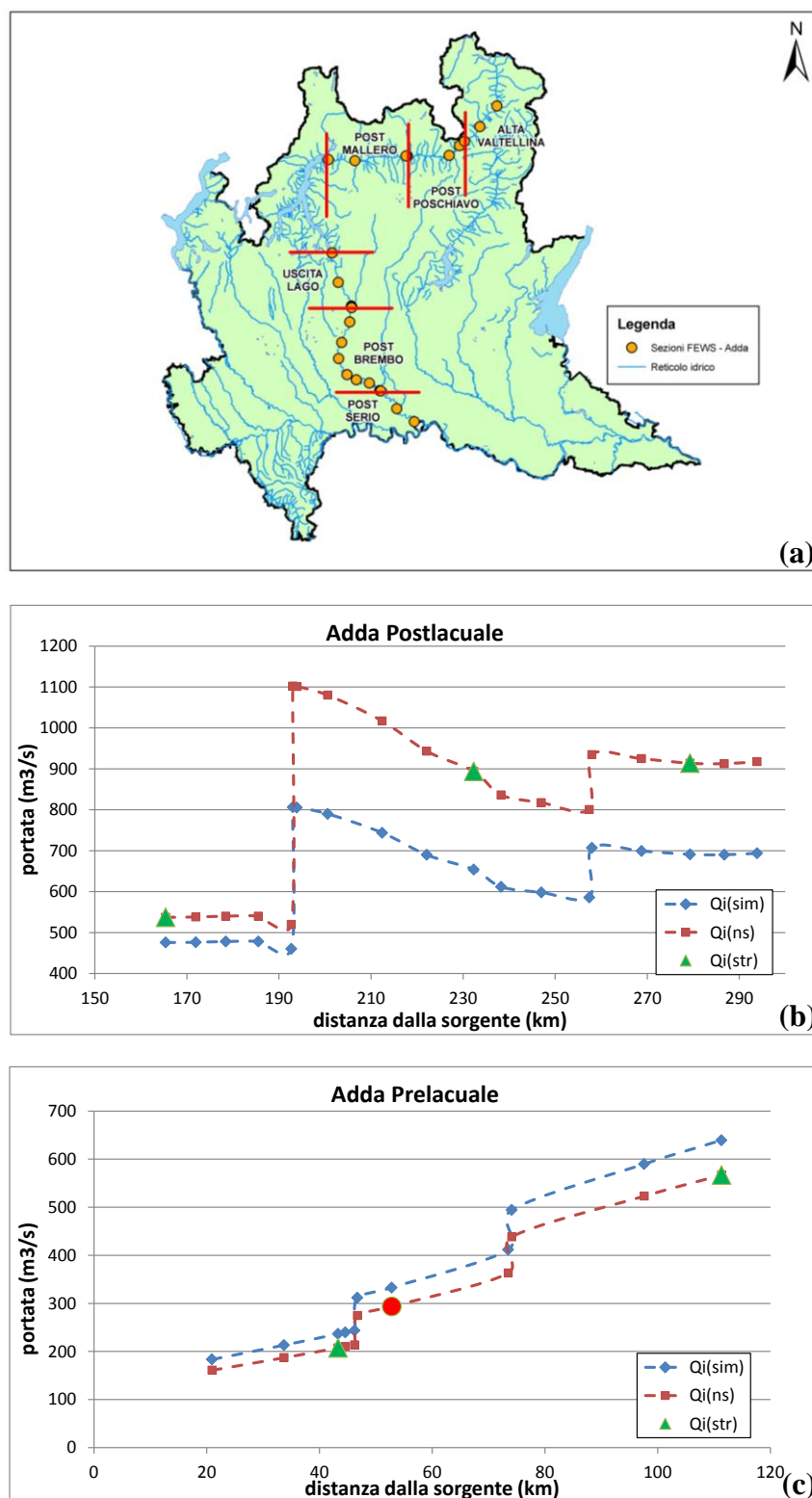


Figura 1 – Pannello (a) Sezioni idrologiche scelte dal modello FEWS utilizzate per definire l'andamento della $Q_{i(ns)}$ lungo il fiume Adda. Pannello (b) Adda post-lacuale. Pannello (c) Adda pre-lacuale, in rosso la stazione installata a Teglio.

Per ognuna delle 25 sezioni è stata calcolata la portata indice simulata $Q_{i(sim)}$ partendo dai valori di portata in uscita dal modello. Riportando su grafico le portate $Q_{i(sim)}$ in base alla distanza dalla sorgente della rispettiva sezione fluviale si visualizza l'andamento teorico (simulato) delle portate indice $Q_{i(sim)}$ (Figura 1b e 1c). Tra due sezioni consecutive si è assunto un andamento delle portate lineare nello spazio.

L'Adda post lacuale (Figura 1b) può essere diviso in tre tratti, individuati dalle confluenze modellizzate: uscita dal lago di Como, valle confluenza col fiume Brembo e valle confluenza col fiume Serio. Per ciascun tratto è presente una sezione strumentata in cui possono essere calcolati la portata indice $Q_{i(str)}$ ed il rapporto R_i (Tabella 1). Il rapporto R_i è assunto costante in ciascuno dei tre tratti.

Dalla Figura 1b si vede come il modello riesca a riprodurre il processo di laminazione dei colmi di piena nei tratti di pianura e permetta di ricostruire le discontinuità dovute alle confluenze, elementi difficilmente ricostruibili partendo unicamente dai dati osservati.

Anche l'Adda prelacuale può essere diviso in tre tratti, individuati dalle confluenze modellizzate: alta Valtellina, valle confluenza col torrente Poschiavino e valle confluenza col torrente Mallero. In questo caso, però, sono disponibili dati solo in due sezioni strumentate: Tirano e Fuentes, appartenenti rispettivamente al primo ed al terzo tratto. Data la modesta differenza tra i due rapporti, nel secondo tratto (valle Poschiavino) è stato assunto un rapporto pari alla media dei due (Figura 1c e Tabella 1).

Anche in questo caso il modello riproduce le discontinuità dovute alle maggiori confluenze e dà indicazione sull'andamento delle portate lungo l'asta fluviale. In questo caso il modello è anche stato utile per individuare un tratto di fiume in cui fosse opportuno installare una nuova stazione di monitoraggio. Nel 2012, ARPA ha quindi installato una stazione idrometrica a Teglio, all'interno del secondo tratto, così da completare ed irrobustire la stima delle portate lungo l'Adda prelacuale.

Sezione	$Q_{i(str)}$ [m3/s]	$Q_{i(sim)}$ [m3/s]	R_i	Km dalla sorgente
Adda prelacuale – Tirano	208	237	0.877	43
Adda prelacuale – Teglio	-	292	0.882	53
Adda prelacuale – Fuentes	567	639	0.887	111
Adda postlacuale – Lavello	537	476	1.130	165
Adda postlacuale – Lodi	894	654	1.367	232
Adda postlacuale – Pizzighettone	914	691	1.322	279

Tabella 1. Valore dei coefficienti R_i nelle sezioni strumentate dell'Adda prelacuale e postlacuale.

4 PUBBLICAZIONE E CONCLUSIONI

Nel progetto FLORA la simulazione modellistica è stata utilizzata per stimare l'andamento della portata indice lungo l'asta fluviale. In un caso è anche stata utile per la pianificazione e lo sviluppo della rete di monitoraggio, portando all'installazione della nuova stazione di Teglio.

La stima è stata effettuata per i principali affluenti di Po simulati in FEWS.

I risultati del progetto FLORA sono disponibili gratuitamente, direttamente consultabili e scaricabili dal portale idrologico geografico di ARPA Lombardia (<http://idro.arpalombardia.it>). Nella guida utente è disponibile una relazione di dettaglio con la descrizione di tutte le attività svolte nel progetto (digitalizzazione serie di dati, ricostruzione scale di deflusso storiche, aggiornamento curve di durata, massimi annuali al colmo, stima probabilistica delle portate).

5 RIFERIMENTI

- De Michele M. & Rosso R. Progetto CNR-GNDICI VAPI-Valutazione delle piene in Italia. Rapporto sulla valutazione delle piene-Italia Nord Occidentale. Portata al Colmo di Piena-Bacino del Fiume Po e Liguria Tirrenica. 2001. (<http://www.idrologia.polito.it/gndci/rapporti/ToMiGe.htm>).
- Rebora N., Vergnani M. & Casicci L. Prevedere e prevenire le piene del fiume Po linee guida per l'utilizzo del sistema modellistico per la previsione delle piene del Po". QUIPO 2012 N.1 Inserto tecnico pagg 1-4 (http://www.agenziapo.it/quipo/dwd/2012/QUIPO-WEB_1_2012.pdf).
- Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale. Dati caratteristici dei corsi d'acqua italiani. Pubblicazione 17 del Servizio, Quinta edizione aggiornata all'anno 1970.

ASSESSING FLUVIAL FLOOD RISK IN URBAN ENVIRONMENTS

Elisa Longo ¹, Giuseppe Tito Aronica ¹, Giuliano Di Baldassarre ² and Micah Mukolwe ³

(1) Department of Engineering, University of Messina, ITALY; (2) Department of Earth Sciences, University of Uppsala, SWEDEN; (3) UNESCO-IHE, Institute for Water Education, THE NETHERLANDS

KEY POINTS:

- The main goals of this research are the estimation of flood damages using the KULTURisk methodology and the comparison of the projected costs with the observed one.
- According to the methodology, two major classes of data are considered: hydraulic data to estimate Hazard and economic information to assess Exposure and Vulnerability
- This study provides interesting results in flood risk assessment and the findings show the possibility to extend the lesson learned with the Eilenburg case study to other similar contexts.

1 INTRODUCTION

The economic impact of floods has grown significantly over the past four decades. In particular, looking at the natural hazards damage data provided by the International Disaster Database (*EM-DAT*) one can see a significant increase in terms of frequency of floods and related costs (Figure 1). Furthermore, similar trends could be also appreciated by analyzing other types of flood losses, such as the number of people affected by floods, homeless, injured or killed.

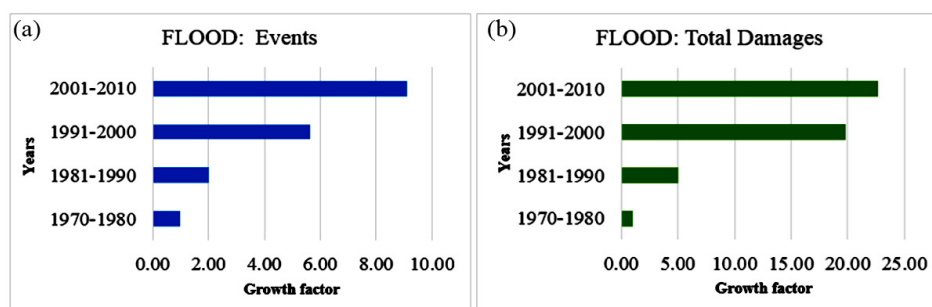


Figure 1. Evolution of the number of floods a) over the last forty years and cost trends associated with them b).

To deal with the aforementioned surge in flood risk, in 2007 the European Community issued the Flood Directive (2007/60/EC). One of the major introductions was the commitment to the member states to carry out flood risk maps and then to act appropriately to reduce the evaluated risk.

In the Flood Directive, it has been proposed to the member states of EC the following procedure:

- ✚ Undertake a **Preliminary Risk Assessment** (PFRA) by December 22, 2011, to identify areas of existing or foreseeable future potentially significant flood risk (referred to as Areas for Further Assessment, or AFA's);
- ✚ Prepare **Flood Hazard and Risk Maps** for the AFA's by December 22, 2013;
- ✚ Prepare **Flood Risk Management** plans by December 22, 2015, setting objectives for managing the flood risk within the AFA's and establishing a series of priority measures to achieve those aims.

Being flood risk changeable over the time, these maps should be reviewed every six years. According to the specific characteristic scenario, the maps must be made with different levels of accuracy. For instance, as regards the hydraulic hazard maps, depending on the return period, one or more of the following elements should be shown:

- the flood extent;
- water depths or water level;
- where appropriate, the flow velocity or the relevant water flow.

Many associations were born in Europe to pursue new useful solutions to mitigate the risk of flooding. Among these, can be included KULTURisk, an EU funded research project aimed to develop a culture of risk prevention by evaluating the benefits of different risk prevention initiatives.

The research work focused, at first, on the assessment of flood damages through a computer code based on a recently developed method (KULTURisk, www.kulturisk.eu). Subsequently, the estimated data were compared with the observed one to evaluate the reliability of the proposed code.

The study area has been the German municipality of Eilenburg, which in 2002 was subjected to a destructive flood event. According to KULTURisk methodology, two major classes of data are considered to evaluate flood risk damage, i.e: hydraulic data for the Hazard (water depth, flow velocity and maximum hydrodynamic force) and economic statistics to assess Exposure and Vulnerability (agriculture and urban area and roads infrastructure).

The study shows the possibility to extend the findings obtained applying KULTURisk methodology for the Eilenburg case study in other similar contexts.

2 STUDY SITE

The study site selected is Eilenburg, a small town of about 17 248 inhabitants of the Free State of Saxony, Germany, in the northern district of Saxony (Figure 2a). The Mulde River, a tributary of Elbe, and the Mühlgraben bypass, diverted from the main stream approximately 10 km upstream of Eilenburg, cross the city.

In August 2002 a severe flood event hit many European countries along Elbe, Danube rivers and some their tributaries. Germany was affected, and Saxony was the German federal state most damaged. In particular, the city of Eilenburg and the surroundings were completely flooded (Figure 2b), and inundation depths up to 5 m near the river and 3 m in the town were reached. (Fabio. P., 2010)

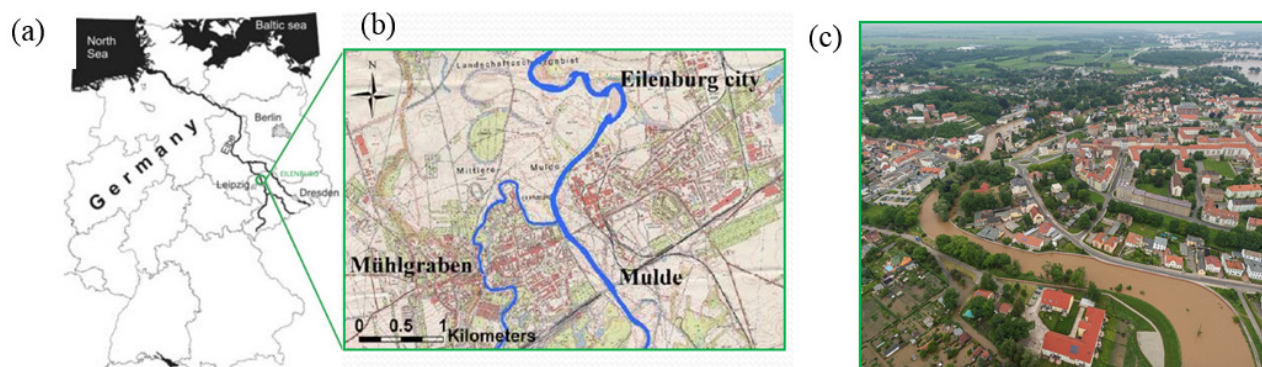


Figure 2. (a) Territorial framework of the river Elbe, (b) topographic map of Eilenburg (c) and a photo of Eilenburg during the 2002 flood event.

3 KULTURISK METHODOLOGY

The KULTURisk methodological framework and its operational approach SERRA (Socio-Economic Regional Risk Assessment) are developed upon the well-established Regional Risk Assessment literature, with specific focus on:

- the integration of physical/environmental dimensions and the socio-economic ones;
- the consideration of social capacities of reducing risk;
- the economic valuation of risk that goes beyond the direct tangible costs for decision support on risk mitigation measures;
- the integration of Climate Change Adaptation (CCA) in Disaster Risk Reduction (DRR).

The regional risk assessment focused on the analysis of the physical/environmental aspect of the flood hazard on the receptor characterized by the level of vulnerability (susceptibility) of the receptor. As

suggested by the Flood Directive (2007/60/EC), the SERRA methodology considers the following receptors:

- people;
- economic activities, including:
 - Buildings
 - Infrastructure (roads)
 - Agriculture
- natural and semi-natural systems;
- cultural heritage.

The main outputs of the method SERRA are GIS-based maps of receptor related risks and of the total risk. (Giupponi *et al.*, 2014)

3.1 INPUT DATA

Regarding the Eilenburg case study, the input data necessary for the running of the KULTURisk Matlab code are:

- for the HAZARD three hydraulic maps (Figure 3a, 3b e 3c):showing
 - the water depth
 - the flow velocity
 - the maximum hydrodynamic force
- for the EXPOSURE and VULNERABILITY three maps (Figure 3d, 3e e 3f):displaying:
 - the agricultural area
 - the urban area
 - the road network

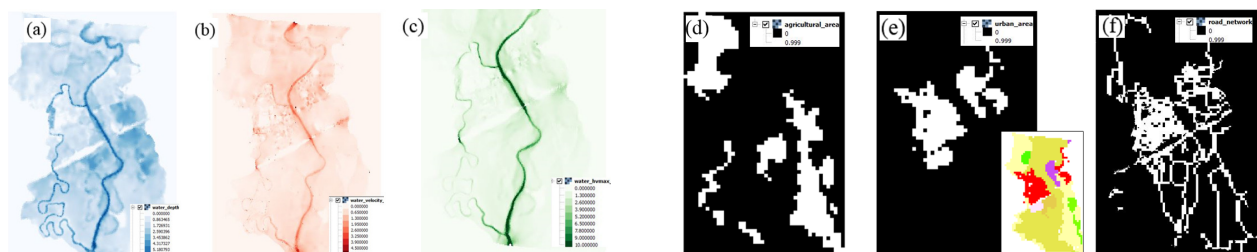


Figure 3. Hydraulic hazard maps containing different type of data such as (a) water depth, (b) flow velocity and (c) maximum hydrodynamic force. Exposure maps containing information about: (d) agricultural area, (e) urban area and (f) road network.

The hydraulic hazard maps have been processed using the software MLFP-2D (MultiLevel Flood Propagation 2-D) (Aronica *et al.* 1998) and a GIS software (QGIS).

The exposure maps have been obtained on the basis of the information provided by the Corine Land Cover and by the site Open Street Map, all of which are also processed on QGIS. With regards to the CLC maps, have been used three different versions to assess the changes in terms of exposure by the population:

- Corine Land Cover 1990
- Corine Land Cover 2000
- Corine Land Cover 2006

However, the more likely to the 2002 urban and agricultural situation of Eilenburg seems (and thus reported in Figure 3d and 3e) the CLC 2000.

3.2 OUTPUT DATA

The KULTURisk Matlab code returns as output:

- six different output maps
- a summary table

For example, I show the maps of the combination with CLC 2000 and a summary table of the results

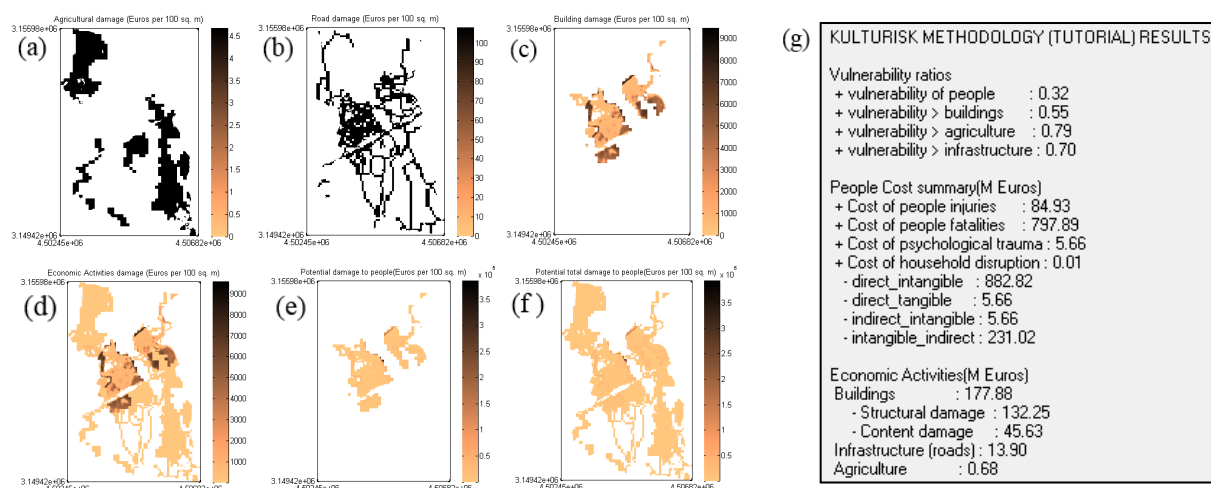


Figure 4. The main outputs provided by KULTURisk Matlab code: a) to (f) flood risk damage maps and (g) a summary table of the results

4 COMPARISON AND CONCLUSION

Insurance companies (Apet et al. 1998) provided the observed data. At first sight, by comparing between the two types of data (Table 1) it could be found a good correspondence in terms of orders of magnitude, which is already a very good sign about the reliability of KULTURisk procedure.

OBSERVED DATA	
Total eligible repair cost for damage to residential buildings in August 2002	77.12 (M Euros)
ESTIMATED DATA	
Buildings	127 (M Euros)
Structural	

Table 1. Comparison between the observed data and the estimated one

Despite this, the estimated damage is anyway greater than the observed one. This can be linked to the fact that probably not everyone has received a monetary compensation deriving from the flood because of the absence of precautionary measures (*Floodsite* 2006).

In conclusion, the KULTURisk methodology has showed a good applicability to estimate in advance the damage caused by a potential flood. Therefore, the results confirm the possibility of extending the procedure to any other operating context.

REFERENCES

- Apel H., Aronica G. T., Kreibich H., Thieken A. H. , Flood risk analyses – how detailed do we need to be?, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2009, 49:79–98
- EM-DAT (2014). The ofda/cred international disaster database. www.emdat.be
- EU (2007) “European Flood Directive: DIRECTIVE 2007/60/EC OF THE EUROPEAN PARLIAMENT AND OF THE COUNCIL of 23 October 2007 on the assessment and management of flood risks”
- Fabio P., Novel techniques for incorporating uncertainty concepts in flood risk mapping, Ph.D. dissertation, The University of Palermo, Palermo, 2010
- Giupponi C., Mojtahed V., Gain A. K., Balbi S. & Biscaro C. Integrated Risk Assessment of Water Related Processes, Hydro-Meteorological Hazards, and Disasters, ed: Paolo Paron & Giuliano Di Baldassarre, Elsevier Book series on Hazards and Disasters, Forthcoming 2014.
- Steinführer A., Kuhlicke C., Social vulnerability and the 2002 flood: country report Germany (Mulde River). *FLOODsite Report T11-07-08*, 2007.

MODELLAZIONE NUMERICA 1D DEL SORMONTO DI UN PONTE

Susanna Dazzi¹, Andrea Maranzoni¹ & Paolo Mignosa¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente del Territorio e Architettura, Università degli Studi di Parma, Parco Area delle Scienze 181/A, 43124 Parma.

ASPETTI CHIAVE:

- Si propone un modello numerico 1D in grado di simulare il funzionamento in pressione di ponti e tombini, nonché l'eventuale sormonto, grazie all'impiego di condizioni al contorno interne
- Il modello consente di descrivere la geometria del manufatto e di simulare le diverse condizioni di moto che si verificano al di sotto dell'intradosso ed al di sopra dell'estradosso del manufatto stesso
- Il modello è stato validato con dati di laboratorio e con soluzioni numeriche ottenute con HEC-RAS ed ha fornito soddisfacenti valutazioni del rigurgito

1 INTRODUZIONE

La presenza di ponti e tombini in canali o alvei fluviali costituisce un potenziale ostacolo al normale deflusso di piena e provoca un effetto di rigurgito che può determinare un incremento sensibile della pericolosità idraulica nelle zone limitrofe. Per eventi particolarmente severi, è possibile che il livello idrico cresca al punto da indurre il funzionamento in pressione del manufatto o, addirittura, il suo sormonto.

Nell'ambito della modellazione numerica 1D della propagazione delle onde di piena negli alvei fluviali, i ponti sono trattati tipicamente come elementi puntuali a cui si associano specifiche equazioni, dette condizioni al contorno interne, che mettono in relazione gli stati della corrente a monte e a valle della struttura (e.g. Natale *et al.*, 2004; Catella & Bechi, 2006). Tali approcci non tengono però conto in genere della possibilità del sormonto dell'impalcato. Il diffuso software HEC-RAS (HEC, 2010), invece, è in grado di modellare le diverse condizioni di moto che possono verificarsi nella pratica, compreso il sormonto. Del resto, l'approccio basato sull'introduzione di opportune condizioni al contorno interne è già stato impiegato in letteratura per modellare l'effetto di paratoie (Jafaar & Merkley, 2010; Morales-Hernández *et al.*, 2013).

In questo contributo viene proposto un modello che, grazie all'introduzione di due specifiche condizioni al contorno interne, è in grado di descrivere nel dettaglio il moto al di sotto di un ponte, nonché l'eventuale sormonto, tenendo conto dello sviluppo longitudinale del manufatto. Il modello è validato per confronto con dati di laboratorio e con risultati numerici ottenuti mediante il software HEC-RAS.

2 MODELLO MATEMATICO

Si consideri la configurazione geometrica semplice di un alveo a sezione rettangolare, attraversato ortogonalmente da un impalcato senza pile né contrazioni laterali. Le quote dell'intradosso e dell'estradosso rispetto al fondo sono indicate con H e Z rispettivamente, mentre la larghezza del ponte è pari a L (Figura 1a). Il corso d'acqua viene descritto mediante quattro tronchi distinti: due rappresentano le porzioni di alveo a monte e a valle della struttura (tratti 1 e 3 in Figura 1a), mentre gli altri due, disposti tra loro in parallelo, corrispondono alle zone al di sotto e al di sopra del ponte (tratti 2 e 4 in Figura 1a). I diversi tronchi sono collegati tramite i nodi U (di "biforcazione") e D (di "confluenza") posizionati alle estremità del manufatto, secondo lo schema topologico riportato in Figura 1b.

Le correnti a superficie libera che interessano ogni tratto sono modellate mediante le classiche equazioni di de Saint-Venant. Le stesse equazioni vengono utilizzate anche nel caso in cui il tratto al di sotto del ponte (tratto 2) sia pressurizzato, grazie all'artificio dello "slot di Preissmann" (Cunge & Wegner, 1964). Le equazioni sono risolte per mezzo dello schema numerico ai volumi finiti di tipo *shock-capturing* descritto in Aureli *et al.* (2015). Le condizioni al contorno interne permettono di calcolare e aggiornare le variabili conservate in corrispondenza delle celle ubicate a cavallo dei nodi interni. Consistono in un set di equazioni (bilanci di massa, di energia, o equazioni caratteristiche) che costituiscono un sistema non lineare da risolvere iterativamente per ciascun passo di calcolo. Nel seguito sono specificate le relazioni imposte nei nodi U e D con riferimento alle diverse possibili condizioni di funzionamento e alle celle computazionali

indicate in Figura 1c.

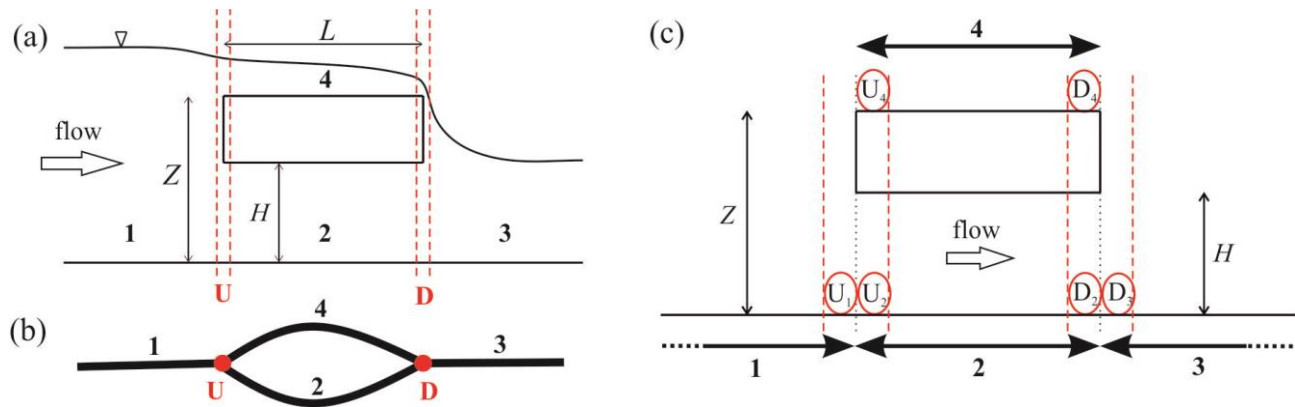


Figura 1. Dettaglio della configurazione geometrica considerata: (a) vista laterale; (b) modello topologico; (c) celle di calcolo interessate dalle condizioni al contorno interne.

2.1 Condizioni all'estremità di monte del ponte (nodo U)

- Se $\max(h_{U1}, h_{U2}) < H$, non vi è necessità di applicare alcuna condizione speciale al nodo U ed il deflusso al di sotto del ponte avviene a superficie libera.
- Se $H < h_{U1} < Z$, il moto al di sotto del ponte avviene in pressione. Per calcolare le variabili incognite (h_{U1} , u_{U1} , h_{U2} , u_{U2}) si applicano l'equazione di continuità, l'equazione di bilancio energetico tra le celle U_1 e U_2 , l'equazione valida lungo la caratteristica positiva (C^+) all'estremità di valle del tratto 1 e l'equazione valida lungo la caratteristica negativa (C^-) all'estremità di monte del tratto 2. Per la discretizzazione delle equazioni caratteristiche, l'approccio utilizzato è simile a quello presentato da Jafaar & Merkley (2010). Dal momento che non si verifica il sormonto della struttura, la cella U_4 rimane asciutta.
- Se $h_{U1} > Z$, il ponte è sormontato. Per calcolare le variabili incognite (h_{U1} , u_{U1} , h_{U2} , u_{U2} , h_{U4} , u_{U4}) si applicano le stesse equazioni del caso precedente, a cui si aggiungono l'equazione di bilancio energetico tra le celle U_1 e U_4 e l'equazione valida lungo la C^- all'estremità di monte del tratto 4.

2.2 Condizioni all'estremità di valle del ponte (nodo D)

- Se $\max(h_{D2}, h_{D3}) < H$, non vi è necessità di applicare alcuna condizione speciale al nodo D ed il deflusso al di sotto del ponte avviene a superficie libera.
- Se $h_{D2} > H$, il ponte funziona in pressione. Per calcolare le variabili incognite (h_{D2} , u_{D2} , h_{D3} , u_{D3}) si applicano l'equazione di continuità, l'equazione di bilancio energetico tra le celle D_2 e D_3 , l'equazione valida lungo la C^+ all'estremità di valle del tratto 2 e l'equazione valida lungo la C^- all'estremità di monte del tratto 3. Vista l'assenza di sormonto, la cella D_4 rimane asciutta.
- Se $h_{D4} > 0$, il ponte è sormontato. Per calcolare le variabili incognite (h_{D2} , u_{D2} , h_{D3} , u_{D3} , h_{D4} , u_{D4}) si applicano le stesse equazioni del caso precedente, a cui si aggiunge l'equazione valida lungo la C^+ all'estremità di valle del tratto 4. Infine, per la sesta equazione occorre distinguere due possibilità.
 - Il moto a pelo libero al di sopra del ponte non è influenzato dalle condizioni di valle. La condizione di chiusura può essere rappresentata dall'imposizione dello stato critico nella cella D_4 (se la corrente è lenta a monte della cella stessa) oppure l'equazione valida lungo la C^- all'estremità di valle del tratto 4 (se, al contrario, la corrente è veloce).
 - Il moto avviene in condizioni di sommergenza da valle. L'equazione di chiusura è allora rappresentata dal bilancio energetico tra le celle D_4 e D_3 .

3 CASI TEST DI LABORATORIO IN CONDIZIONI DI MOTO PERMANENTE

Il modello è stato dapprima validato sulla base di alcuni casi test di laboratorio presentati da *Picek et al.* (2007), i cui dati sperimentali sono stati gentilmente forniti dagli stessi Autori. L'apparato sperimentale è costituito da una canaletta a fondo orizzontale e sezione rettangolare di larghezza pari a 0.75 m, in cui transita una portata costante di 0.11 m³/s. L'impalcato di un ponte è posto ad una distanza di 1.1 m dall'estremità di valle della canaletta e presenta le seguenti caratteristiche geometriche: $H = 0.15$ m, $Z = 0.225$ m, $L = 0.3$ m. Regolando il livello di valle h_d grazie ad una paratoia mobile, nel corso dell'indagine sperimentale sono state ottenute tre diverse condizioni di moto:

- funzionamento in pressione del ponte senza sormonto (test P1, $h_d = 0.182$ m);
- funzionamento in pressione del ponte con sormonto, non sommerso da valle (test P2, $h_d = 0.248$ m);
- funzionamento in pressione del ponte con sormonto, in condizioni di sommergenza da valle (test P3, $h_d = 0.334$ m).

La simulazione con il modello proposto è stata condotta discretizzando il dominio con celle di dimensione pari a 0.02 m ed adottando un coefficiente di Manning di 0.01 m^{-1/3}s. Inoltre, gli stessi casi test sono stati simulati con HEC-RAS (HEC, 2010): in tal caso, le sezioni di calcolo sono state poste ad una distanza di 0.2 m ed il ponte è stato inserito come una struttura puntuale separata, applicando il metodo "pressure and weir flow"; i coefficienti di portata richiesti per il calcolo sono stati impostati secondo le indicazioni riportate in *Picek et al.* (2007).

La Figura 2 riporta il confronto tra i profili del pelo libero misurati e quelli simulati dai due modelli numerici per i tre casi test considerati. Nessuno dei due modelli riproduce correttamente le caratteristiche locali del campo di moto; infatti, il moto assume localmente un marcato carattere tridimensionale con accelerazioni verticali che non possono essere modellate utilizzando un'approssimazione 1D. Tuttavia, il profilo di rigurgito a monte della struttura è ben riprodotto e al di sopra dell'impalcato il profilo numerico è in soddisfacente accordo con quello sperimentale. In generale i risultati del modello proposto sono del tutto confrontabili con quelli forniti da HEC-RAS esternamente al ponte.

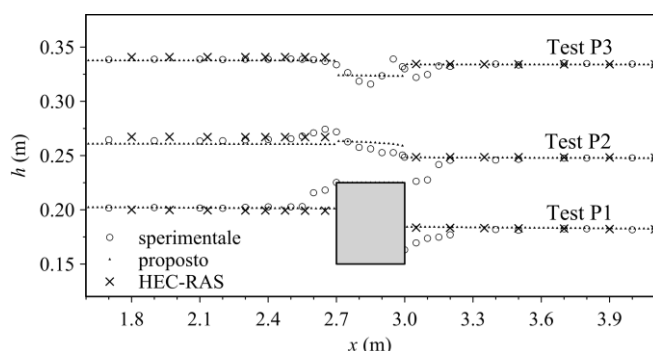


Figura 2. Casi test di laboratorio in condizioni stazionarie (*Picek et al.*, 2007): confronto tra dati sperimentali e risultati numerici.

4 APPLICAZIONE IN CONDIZIONI DI MOTO VARIO

Gli scriventi non hanno reperito in letteratura test sperimentali inerenti al sormonto di un ponte in condizioni di moto vario. Pertanto si propone qui il caso ipotetico del transito di un'onda di piena in un canale rettangolare attraversato ortogonalmente da un impalcato. Il canale è lungo 1000 m e largo 30 m, con una pendenza del fondo dell'1‰. Un ponte con $L = 10$ m, $H = 3$ m e $Z = 1.5$ m è posizionato a metà del canale. Si assume un coefficiente di Manning pari a 0.03 m^{-1/3}s. Partendo dalla condizione di moto uniforme con profondità idrica di 2 m (corrispondente ad una portata di circa 92.4 m³/s), si impone a monte un idrogramma triangolare di portata di durata complessiva pari a 9 h, con un picco di 450 m³/s dopo 3 h, mentre a valle si assume una condizione al contorno trasmissiva. L'onda di piena imposta in ingresso non è in grado di transitare sotto il ponte e causa il sormonto dell'impalcato.

La Figura 3 confronta alcuni risultati ottenuti con il modello proposto e con HEC-RAS. In particolare, la

Figura 3a riporta i profili della superficie libera per alcuni istanti significativi, mentre la Figura 3b rappresenta gli idrogrammi della portata che transita al di sotto dell'impalcato (Q_{down}) e al di sopra di esso (Q_{up}), unitamente all'idrogramma di portata in ingresso. Infine, la Figura 3c mostra l'andamento nel tempo della profondità idrica nella sezione $x = 487$ m, ubicata pochi metri a monte della struttura. È possibile osservare che il ponte risulta pressurizzato tra $t = 1$ h e $t = 8$ h approssimativamente, mentre il sormonto avviene tra $t = 1.6$ h e $t = 6$ h, con un picco di portata a $t = 3$ h quasi coincidente con il picco dell'onda in ingresso. Nonostante i due modelli utilizzino metodi molto diversi per simulare il sormonto, i risultati che si ottengono sono del tutto confrontabili, se si escludono alcune lievi differenze nella separazione della portata in arrivo tra le due correnti che procedono al di sopra e al di sotto del ponte (Figura 3b).

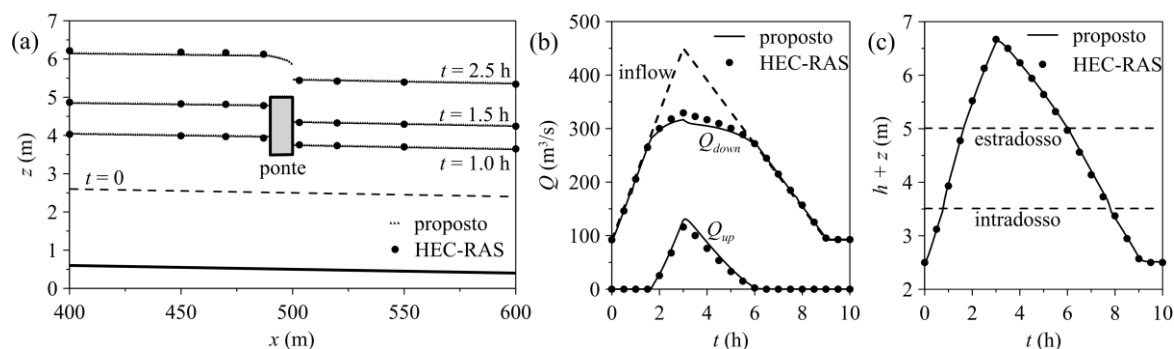


Figura 3. Risultati delle simulazioni relative al sormonto di un ponte causato dal passaggio di un'onda di piena: (a) profili longitudinali della superficie libera ad alcuni istanti; (b) idrogramma di portata in ingresso e distinzione tra la portata che transita al di sotto (Q_{down}) e quella che transita sopra (Q_{up}) il ponte; (c) andamento temporale della profondità idrica immediatamente a monte del ponte ($x = 487$ m).

5 CONCLUSIONI

Il modello proposto, che utilizza opportune condizioni al contorno interne per simulare l'interazione di una corrente con manufatti di attraversamento che possono funzionare in pressione o addirittura essere sormontati, fornisce risultati soddisfacenti nel confronto sia con misure di laboratorio sia con simulazioni condotte con il software HEC-RAS, che fa uso di un approccio differente. Al contrario di HEC-RAS, che considera il ponte come un elemento puntuale, il modello proposto consente di discretizzare il manufatto con un adeguato numero di celle computazionali nella direzione della corrente e, conseguentemente, di ricostruire le diverse condizioni di moto lungo il manufatto stesso, anche quando questo risulti piuttosto lungo. Il modello può essere generalizzato senza particolari difficoltà al caso di canali prismatici con sezione di forma generica, od anche ad alvei non prismatici, a patto che sia ancora possibile descriverli con un approccio 1D.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Aureli, F., Dazzi, S., Maranzoni, A. & Mignosa, P. Validation of single- and two-equation models for transient mixed flows: a laboratory test case, *Journal of Hydraulic Research*, 2015, 53(4), 440-451.
- Catella, M. & Bechi, G. Conservative scheme for flow numerical modeling of submerged bridges, *Proceedings of River Flow*, Lisbon, Portugal, 2006.
- Cunge, J.A. & Wegner, M. Intégration numérique des équations d'écoulement de Barré de Saint-Venant par un schéma implicite de différences finies, *La Houille Blanche*, 1964, 1, 33-39.
- HEC. HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual, version 4.1. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Davis, California, USA, 2010.
- Jafaar, H.H. & Merkley, G.P. High-resolution method for modeling hydraulic regime changes at canal gate structures, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 2010, 136(12), 795-808.
- Morales-Hernández, M., Murillo, J. & García-Navarro, P. The formulation of internal boundary conditions in unsteady 2D shallow water flows: Application to flood regulation, *Water Resources Research*, 2013, 49(1), 471-487.
- Natale, L., Petaccia, G. & Savi, F. Mathematical simulation of the effects of bridges and structures on flood waves propagation, *Proceedings of River Flow*, Naples, Italy, 2004.
- Picek, T., Havlik, A., Mattas, D. & Mares, K. Hydraulic calculation of bridges at high water stages, *Journal of Hydraulic Research*, 2007, 45(3), 400-406.

REFINEMENT OF SEEPAGE VULNERABILITY ESTIMATE IN NATIONAL LEVEE DATABASE OF ITALY

Silvia Barbetta¹, Stefania Camici¹, Michela Rosa Palladino², Tommaso Moramarco¹

(1) Research Institute for Geo-Hydrological Protection (IRPI-CNR), Via Madonna Alta 126, Perugia, s.barbetta@irpi.cnr.it;

(2) Politecnico di Torino, Corso Duca degli Abruzzi, 24, Torino.

KEY POINTS

- The piping caused by seepage represents one of the most dominant levee failure mechanisms.
- The vulnerability to seepage of extended levee systems can be estimated through the proposed method requiring the geometry and the maximum stage, while the hydraulic parameters can be unknown.
- The vulnerability to seepage is included in the 'Database nazionale delle ArgiNature in Terra' (DANTE), along with all the available data on the analysed levee.

1 INTRODUCTION

A properly designed and constructed levees system can often be an effective device for repelling floodwaters and provide barriers against inundation to protect urbanized and industrial areas. However, the delineation of flooding-prone areas and the related hydraulic hazard mapping taking account of uncertainty are usually developed with a scarce consideration of the possible occurrence of levee failures along river channels. Indeed, it is well known that flooding is frequently the result of levee failures caused by several factors: (1) overtopping, (2) scouring of the foundation, (3) seepage/piping of levee body/foundation, and (4) sliding of the foundation. Among these failure mechanisms that are influenced by the levee's geometrical configuration, hydraulic conditions and material properties (e.g. permeability, cohesion, porosity), the piping caused by seepage is one of the most dominant levee failure mechanisms (Colleselli, 1997; Mazzoleni *et al.*, 2014). Recently, also burrowing animals have been acknowledged by agencies responsible for earthen levees to have an adverse impact on the structures integrity (see e.g. Orlandini *et al.*, 2015).

The difficulty of estimating the hydraulic parameters to properly describe the seepage line within the body and foundation of the levee (Take and Bolton, 2003) implies that the study of the critical flood wave routing is typically carried out by assuming that the levee system is undamaged during the flood. Therefore, it becomes fundamental: 1) to develop simple and practical procedures for assessing levee vulnerability to seepage, in order to investigate quickly extended levee systems. The analysis should identify the most critical points where detailed investigations should be performed; 2) to implement and make operational a levee Database effectively structured and continuously updated, to have a searchable inventory of information available as a key resource supporting decisions and actions affecting levee safety.

Recently, Camici *et al.* (2015) proposed a practical procedure for levee vulnerability to seepage based on a simple vulnerability index, defined for dimensionless levee. The analysis allows to assess the probability of occurrence of the levee seepage through the identification of 'fragility curves' and can be applied when the soil hydraulic parameters are unknown or partly known. The results of the vulnerability analysis is included, along with all the other available data, in the Italian levee Database (*Database nazionale delle ArgiNature in Terra*, DANTE) recently developed by IRPI-CNR for the Civil Protection Department. DANTE aims to collect comprehensive information on national levees and historical breach failures to be exploited in the framework of operational management and monitoring.

In this context, the procedure of Camici *et al.* (2015) is here enhanced and used to derive 'synthetic diagrams' that end-users can apply to easily estimate the seepage vulnerability for different floods for any levee for which the geometry is known. Moreover, DANTE is briefly presented as a dynamic geospatial tool useful to support authorities with the charge of hydraulic risk mitigation.

2 LEVEE VULNERABILITY TO SEEPAGE AND 'FRAGILITY CURVES'

The analysis of seepage flows within the levee body is fundamental to identify the critical conditions up to the levee collapse. The uncertainty in the soil parameters estimate (i.e. porosity, hydraulic conductivity) significantly affects the modeling of the seepage flows (Vorogushyn *et al.*, 2009). Therefore, fragility curves

taking the soil hydraulic parameters uncertainty into account allow to better identify the probability that the seepage line in the levee body intercepts the landside. Under this logical framework, a very simple expeditious procedure is described.

Let's consider a dimensionless levee by using the quantities $x^*=x/L$ and $h^*=h/H_s$ (see figure 1), with L =bottom levee width, h =saturation depth of infiltration line in the embankment along the horizontal distance, x , and H_s =levee depth. To assess the length of the seepage pathway, many solutions of the classical 'heat equation' may be used. In this study, the solution proposed by *Marchi* (1961) is applied:

$$h(x) = h_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\xi}{K_s H_0 D}} \right) \right] = h'_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\xi}{K_s H_0 D}} \right) \right] + a \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{\frac{\xi}{K'_s H_0 D}} \right) \right] \quad (1)$$

where h_0 =hydraulic head in the river above the water table= h'_0+a , with h'_0 =maximum water level in the main river channel above river bed, a =distance between the groundwater level and the river bed. ξ is the soil porosity, K_s and K'_s are the soil hydraulic conductivity of the levee body and foundation, respectively, H_0 is the water table below the levee, D is the duration of flood and erf represents the error function, i.e. twice the integral of the Gaussian distribution with zero mean and variance equal to 0.5. Focusing on the seepage within the levee body solely, the first term of right-hand side of eq. (1) is solved to identify the distance at which the seepage line intercepts the ground level ($h=0$), i.e. the maximum length of the seepage line, x_{\max} (figure 1). If the saturation line is embedded in the embankment, the line doesn't intercept the landside levee toe, therefore the seepage is avoided. Equation (1) written for a dimensionless levee is:

$$h^*(x^*) = h'_0 / H_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x^*}{2\sqrt{K_s \delta}} \right) \right] \quad (2)$$

where $\delta=(H_0 D)/(L^2 \xi)$. The maximum length of the seepage line, x^*_{\max} , is identified by imposing $h^*=0$. The levee vulnerability to seepage can be assessed through a practical vulnerability index, $I_{V\text{see}}$, defined as:

$$I_{V\text{see}} = 1 - (I + x') / x^*_{\max} \quad (3)$$

where $x' = (1 - h'_0 / H_s) \cot(\alpha)$, with α =slope of the levee riverside (see figure 1). Specifically, when $I_{V\text{see}} < 0$ the seepage line is included within the levee body, while when $I_{V\text{see}} \geq 0$ the seepage line intercepts the levee landside. Based on that, less negative is the vulnerability index value the higher the vulnerability to seepage.

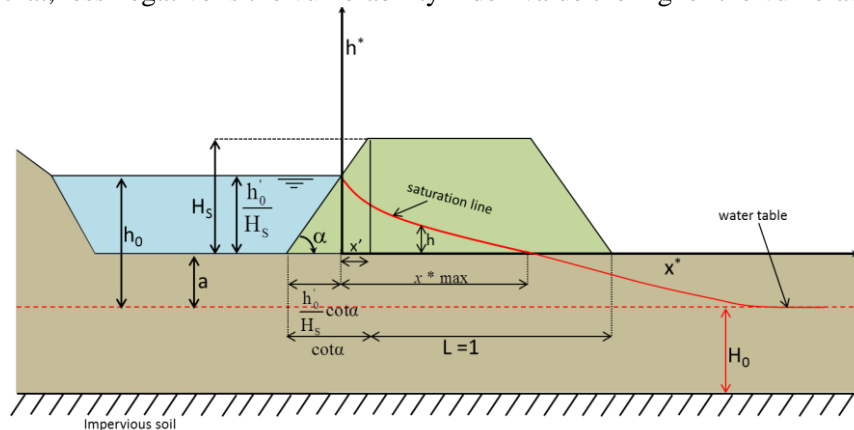


Figure 1. Vulnerability Index to seepage for dimensionless levee (for symbols see text.)

Then, the dimensionless 'fragility curves' can be identified using a Monte Carlo procedure through the following steps: 1) many values of K_s ($1000 \div 10000$) are randomly generated in the range $10^{-9} - 10^{-3} \text{ms}^{-1}$ from a log-normal distribution with mean= 10^{-5}ms^{-1} and standard deviation= $25 \cdot \text{mean}$ (*Vorogushyn et al.*, 2009); 2) the variability range of δ is identified on the basis of the maximum and minimum values for H_0 , D , L and ξ to then proceed to extract a large number of values (at least 100) with a fixed step;

3) for all possible pairs (K_s , δ), x_{max}^* is computed through eq. (2) for different h_0'/H_s values;

4) the vulnerability index is assessed by using eq. (3).

By way of example, the fragility curves are shown in figures 2a and 2b for a fixed h_0'/H_s value and for a selected levee for which the geometry is known. Figure 2b provides for each delta value (i.e. delta1, delta2 and delta3 corresponding to a flood duration of 12, 24 and 48 hours, respectively) the cumulative probability that is, actually, the probability of no-seepage occurrence. Specifically, for delta2 (red line) such probability is equal to 0.8, while the complementary value 0.2 represents the probability of seepage occurrence.

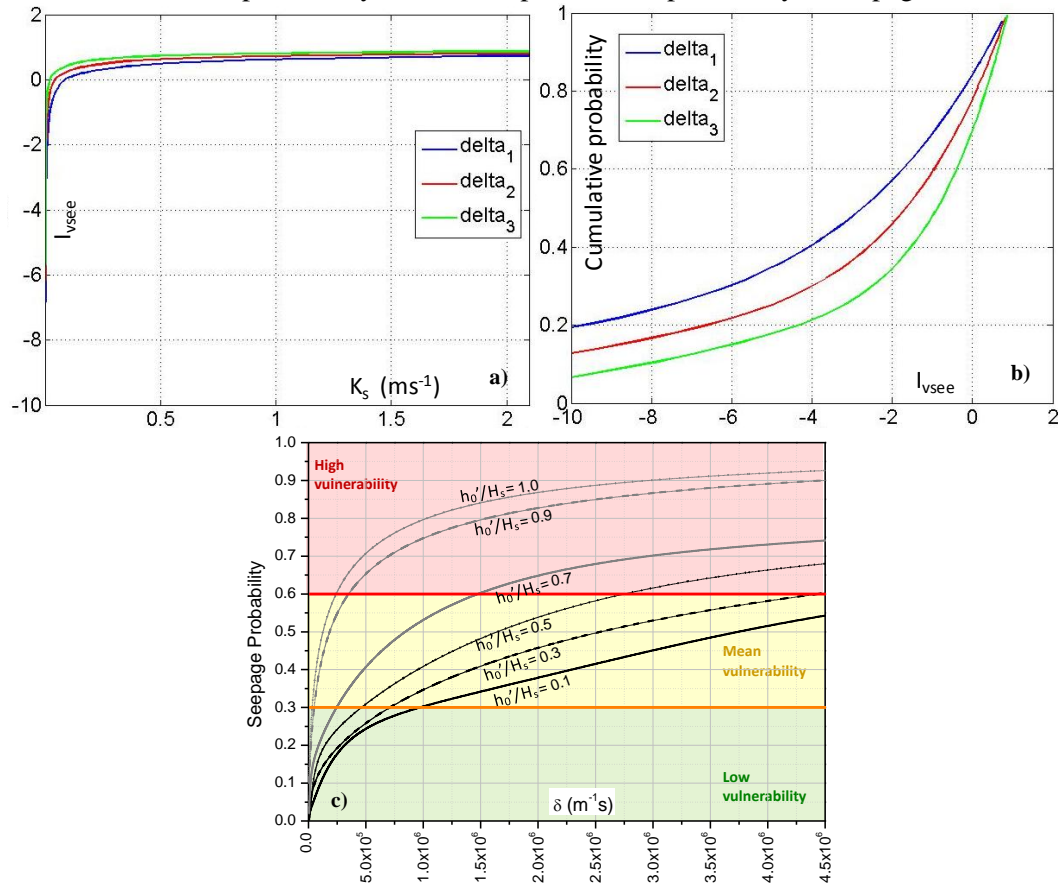


Figure 2. Fragility curves: (a) (K_s , I_{vsee}) and (b) (I_{vsee} , cumulative probability). Figure (c) shows the synthetic diagram for riverside slope equal to 1/2 ($\alpha \cong 27^\circ$). For symbols see text.

2.1 Synthetic Diagrams

Using the above procedure, a synthetic diagram can be identified for each α . This diagram, shown in figure 2c for the slope 1/2 ($\alpha \cong 27^\circ$), allows an expeditious assessment of levee vulnerability to seepage, i.e. seepage probability, and can be used when the levee geometry, the flood duration and the maximum water depth are known. Based on the computed seepage probability (SP), different classes can be identified: low vulnerability, $SP < 0.3$; mean vulnerability, $0.3 \leq SP < 0.6$; high vulnerability, $SP \geq 0.6$.

3 CASE STUDIES AND NATIONAL LEVEE DATABASE (DANTE)

The proposed procedure was applied for a large dataset of levees for which the available data were collected. Specifically, three case studies were investigated in the Tiber River basin, central Italy, while the Tanaro River was selected in the Po river basin, northern Italy. The collected data were structured and included in DANTE, a dynamic geospatial database aimed to provide the available information about: i) location and condition of levees; ii) geometrical properties; iii) photographic documentation; iv) historical failures; v) assessment of vulnerability to overtopping; vi) estimate of vulnerability to seepage through a the above simple procedure; vi) management, control and maintenance; vii) flood hazard maps developed by assuming the levee system undamaged/damaged during the flood event. The database consulting starts from the home

page where a set of fields (Region, Province, River, ...) allows the user to select only levees of interest (figure 3). Being DANTE mainly addressed to public bodies in charge of hydraulic risk prevention and management, the levees selection can be based also on the vulnerability class to overtopping and/or seepage as well as on the availability of flooding hazard maps. For each levee, the relevant data can be displayed, including a technical-logistic record card, the vulnerability classes to overtopping and seepage and the flooding hazard maps, as shown in figure 3 for a levee selected along the Tiber River.

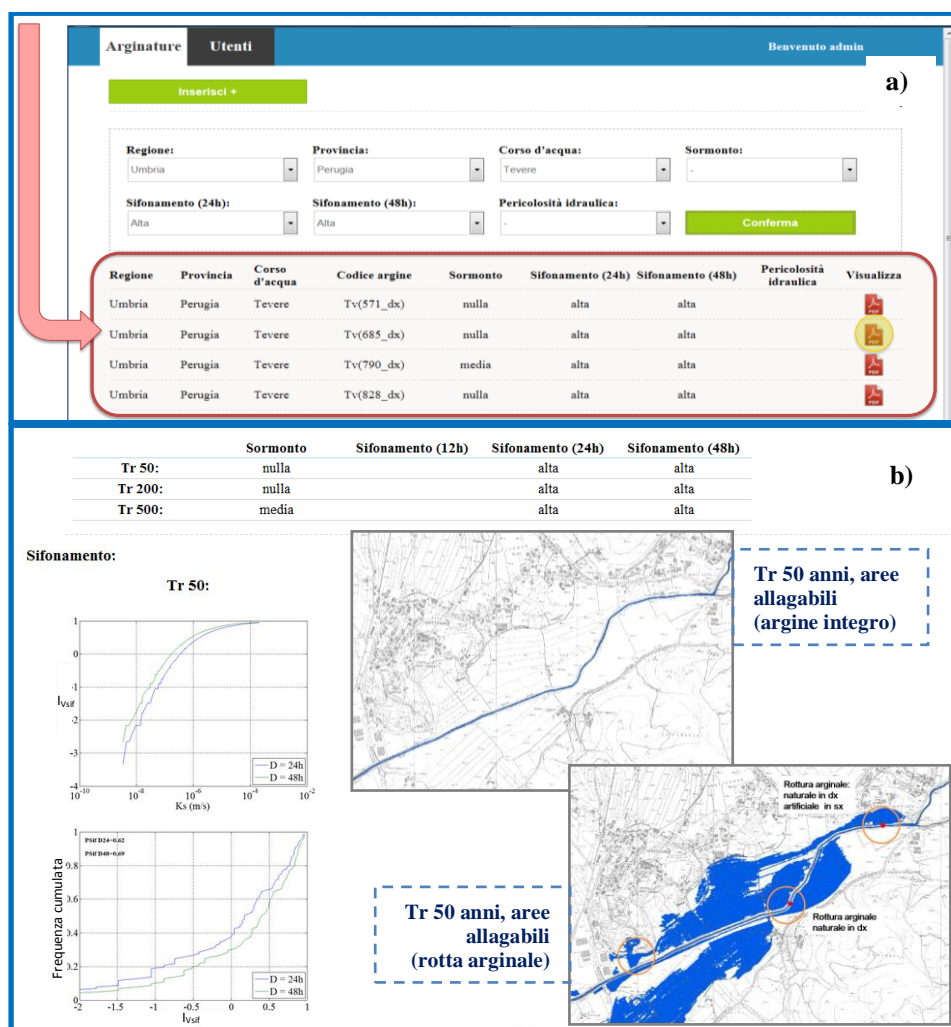


Figure 3: a) DANTE home page and list of the selected levees; b) seepage and overtopping vulnerability for the selected levee, flooding hazard maps by considering undamaged and damaged levee system.

REFERENCES

- Camici, S., Barbetta, S., Moramarco, T. (2015). Levee body vulnerability to seepage: the case study of the levee failure along the Foenna stream on 1 January 2006 (central Italy). *Journal of Flood Risk Management*. doi: 10.1111/jfr3.12137.
- Colleselli, F. (1997). Problemi idraulici e strutturali delle arginature in terra, *La difesa idraulica del territorio*, Ed. Bios, pp.107-128.
- Marchi E. (1961). Sulla filtrazione attraverso gli argini fluviali. *Proceedings of VII Convegno di Idraulica e costruzioni idrauliche*, Palermo (in Italian).
- Mazzoleni, M., Bacchi, B., Barontini, S., Di Baldassarre, G., Pilotti, M., Ranzi, R. (2014). Flooding Hazard Mapping in Floodplain Areas Affected by Piping Breaches in the Po River, Italy. *J. Hydrol. Eng.*, 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000840, 717-731.
- Orlandini, S., Moretti, G., Albertson, JD. (2015). Evidence of an emerging levee failure mechanism causing disastrous floods in Italy. *Water Res. Res.*, 51(10), 7995-8011, 10.1002/2015WR017426.
- Take, W.A., Bolton, M.D. (2003). Tensiometer saturation and the reliable measurement of soil suction, *Géotechnique* 53(2), 159-172.
- Vorogushyn, S., Merz, B., Apel, H. (2009). Development of dike fragility curves for piping and micro-instability breach mechanisms, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9, 1382-1401.

APPLYING THE FLOOD-IMPAT PROCEDURE FOR ASSESSING AND MAPPING FLOOD RISK IN THE VALLE D'AOSTA REGION

Guido Minucci¹, Marina Tamara Mendoza¹, Daniela Molinari², Funda Atun¹, Francesco Ballio², Scira Menoni¹

(1) Dipartimento di Architettura e Studi Urbani, Politecnico di Milano (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano Dipartimento di Ingegneria Civile.

KEY POINTS:

- Flood-IMPAT is a new procedure for the assessment and mapping of flood risk at the meso-scale
- The paper investigates the influence of land use on damage estimation
- A new index for people vulnerability estimation is proposed

1 INTRODUCTION

As issued by the Directive 2007/60/EU, the first review phase for the Flood Risk Management Plans (FRMPs) has just started. These plans as well as supporting material (i.e. hazard and risk maps) must be reviewed every six years, with the main goal of continuously increment the effectiveness of risk management, on the basis of the most advanced knowledge of flood risk and most (economically) feasible solutions, also on the account of achievements of the previous management cycle. Within this context, the Flood-IMPAT (i.e. Integrated Meso-scale Procedure to Assess Territorial flood risk) procedure has been developed (Molinari et al. 2013) with the main objective of overcoming limits of risk maps produced by the Po River Basin Authority and latterly adopted for the first version of the Po River Flood Risk Management Plan.

The Flood-IMPAT applied in the Adda River basin (north of Italy) has shown that the adoption of the procedure could generate additional useful knowledge for FRMPs, with respect to present risk maps/estimates. Still, further improvements are required in order to increase the reliability and usability of the procedure (Molinari et al. 2013), such as: (a) a reliable estimation of water depth inside the likely flooded area is demanded since related uncertainty can influences results reliability of damage models; yet, data on water depth are rarely collected after floods; (b) a better understating of how information on land use coverage (i.e. vulnerability) influences damage assessment in terms of both the spatial distribution of damage and its total estimate is required; (c) damage models to be implemented in the procedure must be carefully identified (being them chosen among available ones or newly developed) in order to reproduce damages observed after past flood events; (d) improvements in the assessment of the exposed items economic value are needed since it influences damage estimations both in terms of absolute values and damage distribution among different exposed sectors and areas; (e) the meso-scale approach should be integrated with a micro-scale approach and link to this there is the need to have a better description of people vulnerability in order to tailor people assistance and relief.

This paper presents results of a second experimental implementation of Flood-IMPAT in the Dora Baltea River Basin in Valle d'Aosta, with the main objective of investigating and overcoming the limits previously identified. The Flood-IMPAT procedure was implemented in particular to reproduce impacts observed after the October 2000 flood event in the basin being this, the most important one in the history of Valle d'Aosta and the Dora Baltea River, both in terms of impacts to the territory and from a hydrological point of view. Moreover, some data are available to validate the procedure, at least at the micro scale.

2 FLOOD-IMPAT IN A NUTSHELL

The Flood-IMPAT procedure requires the following steps: hazard assessment, vulnerability assessment, exposure assessment, and damage assessment according to the hazard and the vulnerability of exposed assets. Independent modules compose the Flood-IMPAT procedure. Each module refers to a specific exposed sector (e.g. residential buildings, infrastructures, and people) and a specific type of damage (i.e. direct, indirect, and intangible). While the procedure for hazard assessment is common to all modules, models for exposure/vulnerability and damage assessment are specific for each module, and independent from each other. Thus, the procedure can be implemented or changed module by module, avoiding that a singular change would

affect the entire procedure.

2.1 Hazard assessment

Hazard assessment aims at defining the extension of the flooded area as well as the distribution of the water depth inside it. Deemed that two-dimensional hydraulic modelling is hardly available in Italian catchments, a procedure was defined to obtain variables of interest from one-dimensional modelling results (which is in general performed in all Italian basins, for different return periods). Starting from the knowledge of the river sections adopted by the model and the resulting water profile, the procedure includes the following steps: (a) river sections are prolonged until they crossed each other; (b) fictitious sections are added between each consequent section, with approximately the same angular separation; (c) water elevations (from the water profile) are allocated to each original section and to the fictitious ones following a linear trend; (d) points (with their corresponding water elevation) are obtained from each section using a regular grid; (e) a surface is created by interpolating the points with their water elevation; (f) the digital terrain model is subtracted from the water surface to obtain the flooded area and the distribution of water depth.

Such a procedure may overestimate both water depths and the extension of the flooded area because water depth is assumed constant in each section even when getting farther from the river. Since the flooded area is known for the case study, it was kept as “true” and used to clip the calculated one. Water depth were instead derived from the above procedure. The assessment was performed starting from a hydraulic one-dimensional model of the Dora Baltea River, done with the code MIKE 11 (with the hydrodynamic module) of the Danish Hydraulic Institute. The model includes 266 sections that were obtained with a bathymetry and topographic analysis. The hydrographs measured during the flood event were used as boundary conditions of the model.

2.2 Exposure/vulnerability assessment

According to the meso-scale approach implemented in Flood-IMPAT, vulnerability assessment implies first the definition of land use classes (Merz et al. 2010). The spatial distribution of each class is derived from Corine Land Cover (CLC), national and regional databases. For each class and type of damage, a (damage) function is defined describing the propensity of items to be damaged, i.e. their vulnerability. Based on the current damage modelling capabilities, depth-damage functions have been defined only for the estimation of direct damage at the following sectors: (i) residences, (ii) industry and (ii) agriculture; for them, the procedure adopts the ICPR (International Commission for the Protection of the Rhine) damage model (ICPR, 2001). Yet, the procedure considers the presence of critical elements as identified by the Floods Directive. Such elements overlapped in a GIS environment on damage assessment results provide a more exhaustive picture of flood risk.

2.3 Damage assessment

By combining in a GIS environment the spatial information about water depth, land use and economic value of exposed assets into ICPR depth-damage functions, the economic value of direct damage is calculated.

3 IMPLEMENTATION OF THE FLOOD-IMPAT PROCEDURE AND RESULTS

Flood-IMPAT has been applied in the case study area to explore the influence of land use information on damage estimation and develop a new index for people vulnerability estimation.

3.1 Influence of land use data

Flood-IMPAT was applied twice in the Dora Baltea River Basin for the October 2000 flood event, using different land-use information, the CLC and a Regional Database, with the aim to understand the influence of land use data on damage assessment results. In particular, to understand which could be the error in damage estimation when the implementation of data available at the whole Italian level (like CLC) are preferred to local and more detailed ones. Indeed, while CLC includes 44 land use classes, the Regional Database is more detailed including 70 classes.

As an example, results regarding damage to industries are displayed in Figures 1a and 1b municipality, using the CLC and the Regional Database respectively. Differences can be explained first by considering the updating of input data since the Regional Database refers to 2008 while CLC refers to 2012. It is then possible

that industrial development occurred later than 2008 for certain municipalities (i.e. Fenis). Besides, the different number of classes considered by the Regional Database and by CLC may determine that some small industrial areas are not considered in CLC, resulting in no damage as for Champdepraz. Estimation done with the Regional Database estimates are in general 50% greater than those obtained by using CLC. It can be due to a better definition of land use areas and classification.

Results stress the importance of properly defining land use as a key input of the procedure. To this aim two strategies can be adopted. In the short-term, supplementing available data at the meso-scale with field survey and data at the micro-scale is a sensible choice. In the long-term, systematization of damage data collection after flood events must be pursued so as to have, in the future, a suitable database to validate the procedure (see, for example, Ballio et al., 2015). Data presently collected after floods are usually not suitable to this aim like in the case study where existing data refer only to damage suffered by residential buildings in certain municipalities.

3.2 The vulnerability index

The assessment of population's vulnerability is relevant because it can help emergency managers in preparing evacuation and response procedures tailored to the characteristics of the population. Accordingly, the choice was to improve the Flood-IMPAT procedure by developing a qualitative Vulnerability Index (VI) considering the physical characteristics of the exposed population.

Firstly, based on current literature on physical vulnerability of people to floods parameters were chosen: the long-term sick/infirm/disabled, the elderly (age 75 and older), the people living in one-store houses, the people living in basements and the population density (Ernst et al., 2009, Tapsell et al. 2002). Despite the last parameter represents the exposure component more than vulnerability: at an equal percentage of a parameter, such as elderly people or long-term sick, the more densely populated area will suffer higher impacts on population than less densely ones.

Secondly, parameters were standardized to be able to combine them into an index. The values obtained represent the number of standard deviations the datum is above the mean. A negative value (value below the mean) means less vulnerability. On the contrary, a positive value means more vulnerability. The standard scores were then summed, considering the independence of vulnerability parameters. All parameters were weighted equally to 1 except for the percentage of population living in one-store houses, which counts 0.5 since it is considered to be a less important factor compared to the other ones.

Finally, a standard deviation classification was used to divide the values of the VI in different classes. Class breaks are created using the values of the standard deviation. The higher is the deviation, the more vulnerable the zone is. The number of classes depends on the characteristics of the data. In this case, five classes were defined from very low to very high vulnerability. The result is a "vulnerability map" representing with a colour scale the different vulnerabilities (Figure 1c).

The Vulnerability Index was tested in the Dora Baltea River Basin using available census data. The percentage of people living in one-story houses was replaced by the percentage of one-store buildings on the total number of buildings. They are not necessarily coincident, but they were considered as a proxy. With respect to the original procedure (Figure 1d), where only the number of exposed people was taken into account, the vulnerability index allows instead identifying, at the census level, areas where most of the vulnerable people live, on which mitigation actions must be focused both in time of peace and during the emergency.

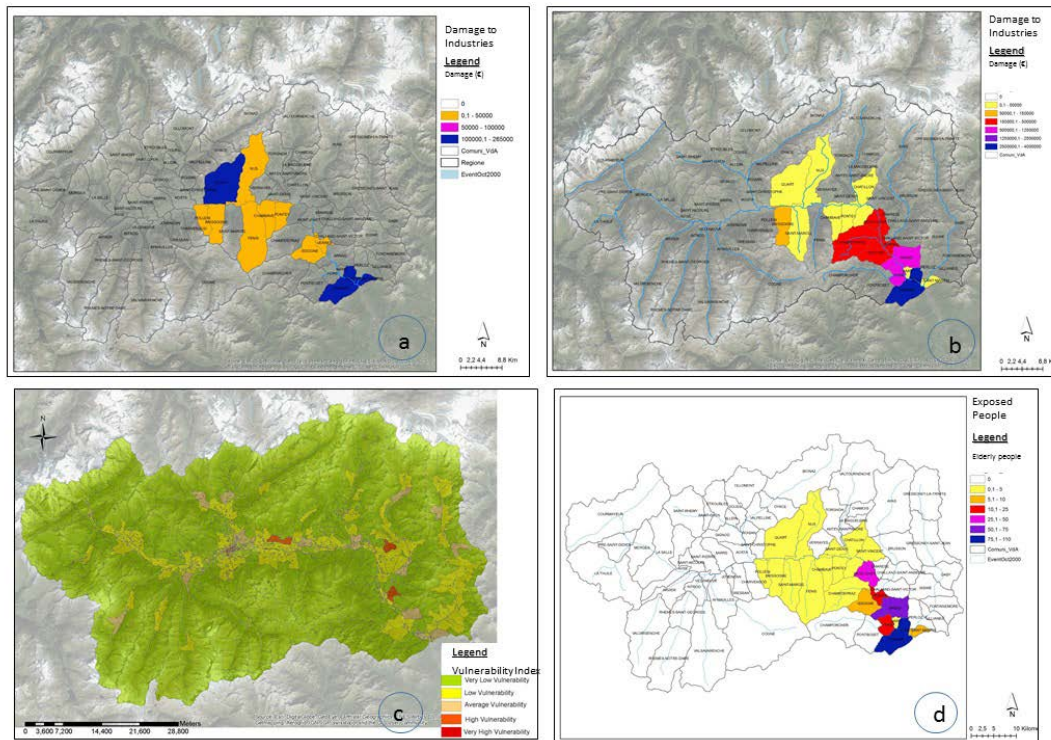


Figure 1. Total estimated damage to the industrial sector by using Corinne Land Cover as land use data (a); Total estimated damage to the industrial sector by using Regional Database as land use data (b); Distribution of the Vulnerability Index for the Valle d'Aosta Region (c); Exposed people according to the Flood-IMPAT procedure (d).

4 CONCLUSIONS

This paper presents and analyses Flood-IMPAT, a new procedure for the assessment and mapping of flood risk at the meso-scale, developed with the main objective of supporting the implementation of the European “Floods Directive”. A first implementation of the procedure in north of Italy showed that useful knowledge can be added by implementing the procedure, with respect to current practices for flood risk assessment even though the procedure presents some shortcomings to be overcome in the future in order to increase its reliability and usability. In this paper, two of the above aspects are investigated being the influence of land use data and the definition of a people Vulnerability Index (VI), by means of a case study. Results stress the importance of properly defining the vulnerability of exposed items as a key factor to guarantee results reliability and usability; on the other hand, the importance of reliable damage data to validate the procedure and its components arose.

5 REFERENCES

- Ballio, F., Molinari, D., Minucci, G., Mazuran, M., Arias Munoz, C., Menoni, S., Atun, F., Ardagna, D., Berni, N. & Pandolfo C. The RISPOSTA procedure for the collection, storage and analysis of high quality, consistent and re-liable damage data in the aftermath of floods, *Journal of Flood Risk Management*, on line first, 2015
- Ernst, J., Coninx, I., Dewals, B.J., Detrembleur, S., Erpicum, S., Bachus, K. & Piroton, M. Social Flood Impacts in Urban Areas: Integration of Detailed Flow Modelling and Social Analysis, *Proceedings of 33rd IAHR World Congress*, 9-14 August, 2009 Vancouver, Canada, 2009.
- ICPR - International Commission for the Protection of the Rhine 2001 Rhine-Atlas, ICPR, Koblenz. [online] <http://www.iksr.org> [accessed: 17 December 2015]
- Merz, B., Kreibich, H., Thieken, A. & Schwarze, R. Assessment of economic flood damage. *Nat Hazards Earth Syst Sci*, 2010, 10: 1697-1724.
- Molinari, D., Ballio, F., Menoni, S. & Legnani, L. 2013 Implementing the Floods Directive: a procedure for flood risk analysis and mapping, *Proceedings of 35th IAHR World Congress*, 8-13 September 2013, Chengdu, China.
- Tapsell, S. M., Penning-Rowsell, E. C., Tunstall, S. M. & Wil-son, T. L. Vulnerability to flooding: health and social dimensions, *Phil. Trans. R. Soc. Lond. A* 360, 2002, 1511-1525.

INSYDE: A SYNTHETIC, PROBABILISTIC FLOOD DAMAGE MODEL BASED ON EXPLICIT COST ANALYSIS

Francesco Dottori¹, Rui Figueiredo², Mario Martina², Daniela Molinari³ & Anna Rita Scorzini⁴ (*)

(1) European Commission, Joint Research Centre, Ispra, Italia (2) IUSS – Scuola Universitaria Superiore di Pavia, Italia (3) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano (4) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale, Università degli Studi dell'Aquila

KEY POINTS

- A new synthetic flood damage model is presented. The model is based on a component-by-component analysis of physical damage to buildings which considers available knowledge on damage mechanisms
- The model validation provided good estimates of post-event flood damages, with better performances than most of literature damage models
- The uncertainty of the model was analysed by means of a local sensitivity analysis, useful for identifying the most critical hazard variables

1 INTRODUCTION

Damage assessment is a crucial component of any strategy of flood risk mitigation and management (Merz *et al.*, 2010). However, there are still relevant issues in the reliability and usability of existing flood damage models mainly related to (i) the relative scarcity of observed damage datasets for their development and improvement and (ii) the complexity of damage mechanisms with respect to our knowledge (André *et al.*, 2013).

In this work, we propose a probabilistic methodology to derive a synthetic damage model for residential buildings, called INSYDE (IN-depth SYnthetic model for flood Damage Estimation). The method is based on an explicit component-by-component analysis of physical damages to buildings, which takes into account available knowledge on damage mechanisms. Thanks to this approach, the amount of damage data required for model development is limited to validation data; on the other hand, several explicative variables can be included in the model while uncertainties in damage mechanisms are modelled by a probabilistic approach. Nonetheless, INSYDE is transparent and can be applied in different contexts. Indeed, implemented functions and values are clearly explained so that they can be totally or partly modified according to the physical context in which the model is applied. On the other hand, the methodology allows for different levels of detail in the analysis, hence the damage model can be adapted to the actual knowledge of relevant hazard and vulnerability variables.

2 METHODOLOGY

INSYDE adopts a synthetic approach consisting in the simulated step-by-step inundation of residential buildings and in the evaluation of the corresponding damage, based on building and hazard features. Such a methodology is also known as “what-if analysis”. Damage is first modelled component by component using physically based mathematical functions and then converted into monetary terms. In detail, the overall damage (D) to each single building is decomposed in different damage components (C_i), as follows:

$$D = \sum_{i=1}^n C_i \quad (1)$$

where C_i includes clean-up and removal costs, structural damage, non-structural damage, damage to finishing elements, damage to windows and doors, and damage to building services (heating, electricity, plumbing, etc.) (Figure 1). Each component C_i includes different subcomponents C_{ij} , referring to the reparation of the damaged elements or their removal and replacement. For example, damage to doors includes the sub-components: doors removal and doors replacement. For each subcomponent, a mathematical function describing the damage mechanism and associated cost is formulated, based on expert knowledge, technical documents and scientific papers.

The general formulation for damage at subcomponent C_{ij} can be described as follows:

$$C_{ij} = f(\text{Event features}, \text{Building characteristics}, \text{Economic Values}) \quad (2)$$

where:

- *Event features* include all the physical variables describing the characteristics of the flood event at the building location, e.g. maximum external and internal water depth, flood duration, water quality (presence of contaminants) and sediment load.

- *Building characteristics* include all the variables describing the building, both in terms of its features and its geometry. The former affects damage estimation either by modifying the function(s) describing damage mechanisms or by affecting the unit prices of the building components by a certain factor. The latter reflects the geometrical properties of the building (e.g. footprint area, number of floors) and is therefore used in the estimation of the extension of damage to each of the building components.

- *Economic Values* include the standard unit prices for the replacement or the repair of the different building components (e.g. doors removal per square meter, pavement replacement per square meter), derived from Italian price lists for the year 2013.

In addition, the setup of the damage functions was supported by an observational method that helped to identify the most influencing variables on damage occurrence for the different building sub-components. In particular, for about 60 affected buildings during the November 2012 floods in the Umbria Region (Molinari *et al.*, 2014), an analysis has been carried out on the relation between observed damages and the damage explicative parameters (hazard and vulnerability parameters) considered by INSUDE.

It is important to note that several of the damage mechanisms are modelled using probabilistic functions.

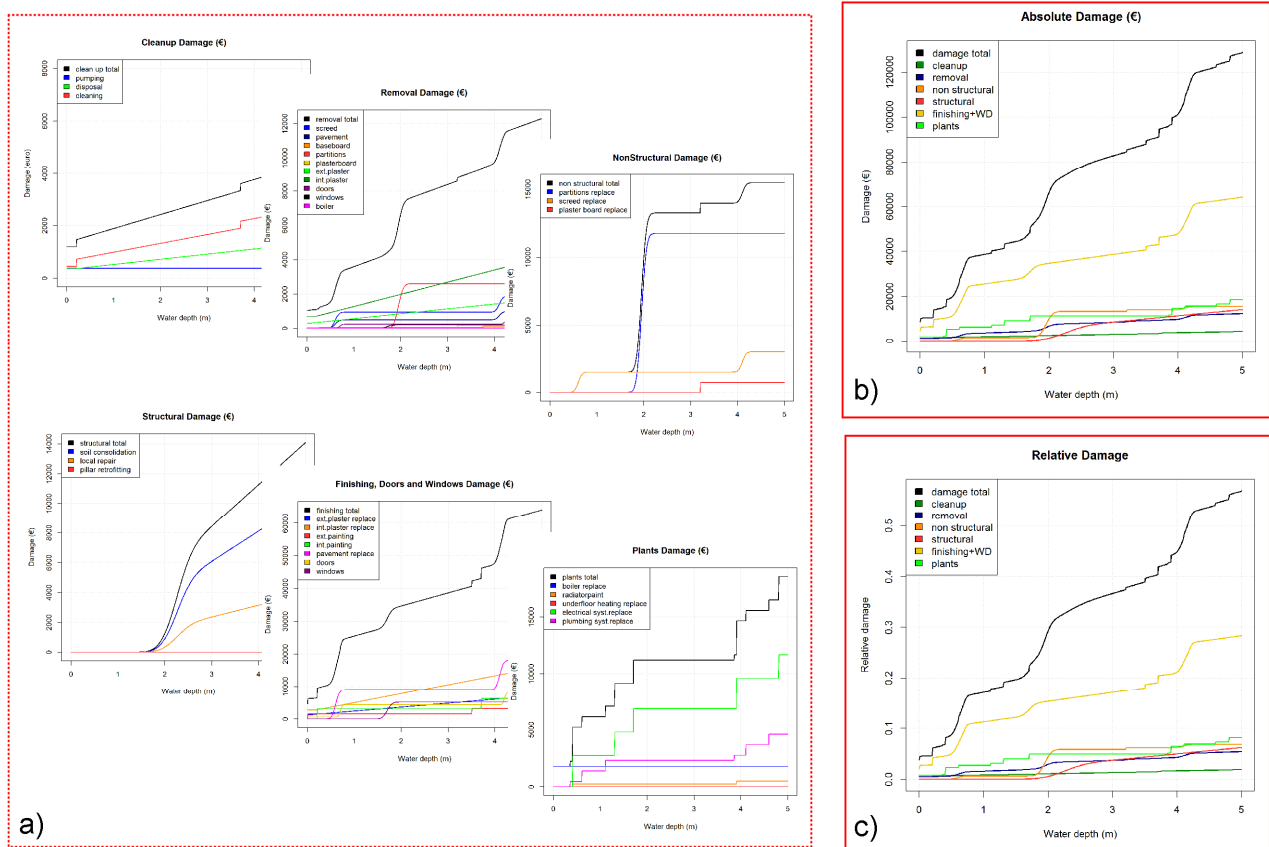


Figure 1. Example of INSUDE damage functions (considering the following Event variables: flow velocity = 2.5 m/s, flood duration = 48 hours, sediment concentration = 0.05, water quality = presence of pollutants): a) Different building subcomponents; b) Absolute damage functions for total damage and different building components; c) Relative damage functions for total damage and different building components.

In fact, although the damage mechanism for certain components is known, it is impossible to deterministically define a threshold for the hazard variables, below which no damage certainly occurs and above which it certainly does. This is because there are uncertainties due to flood event and building characteristics that are not included in the model or cannot be quantified a priori. To account for these uncertainties, the model considers that for some of the building components, given a certain flood hazard variable, there is a probability that damage might occur and a probability that it might not.

3 MODEL VALIDATION

The model was validated based on damage data of the 2010 flood in Veneto Region, municipality of Caldogno. Results showed that the model, while overestimating low entity damages, tended to underestimate high damages, with a root mean square error (RMSE) equal to 28'604 Euro. Given this dispersion in the data, the results were compared to those obtained with the application of other micro-scale damage functions from the literature on the same case study (Scorzini and Frank 2015). These included: *Debo* (1982), *Dutta et al.* (2003), *FLEMOps* (*Thieken et al.*, 2008) and others specifically applied in damage assessment studies in Italy, i.e. *Oliveri and Santoro* (2000), *Luino et al.* (2009) and *Arrighi et al.* (2013). Table 1 summarises total damage estimates and relative errors calculated by using the selected micro-scale models and INSYDE. The output from these functions ranged from about 6 to 12 million Euro, resulting in a maximum relative error from the reported building damage (7.4 million Euro) of about 82% (RMSE=36304 Euro), obtained with the curve of *Dutta et al.* (2003). The others gave similar results, with relative errors in the order of 10-20% (RMSE \approx 28000-29500 Euro), excluding the function of *Luino et al.* (2009), which overestimated damage by more than 50% (RMSE=31301 Euro). From this perspective, INSYDE, supported by a physically based methodology, provided encouraging results, with the minimum relative error (about 3%) on the total damage figure.

	Debo	Dutta et al.	FLEMOps	Oliveri & Santoro	Luino et al.	Arrighi et al.	INSYDE
Calculated damage [M€]	5.96	13.49	6.65	6.09	11.32	6.51	7.17
Relative error [%]	-19.7	+81.8	-10.0	-17.9	+52.6	-12.1	-3.3

Table 1. Case study of Caldogno flood: absolute values and errors of damage estimates from the reported damage of 7.42 M€.

4 SENSITIVITY ANALYSIS

To explore the relative importance of each hazard variable in determining the damage, a local sensitivity analysis was performed in order to determine the weight of single parameter uncertainty on the total uncertainty associated to damage estimation, and thus to quantify the uncertainty added when one or more hazard variables are not known or uncertain. Figures 2 summarises the results of the local sensitivity analysis, showing the relative influence of each hazard variable in determining the total damage. As expected, water depth is the most influential parameter, since all the damage functions depend on water depth. Duration and velocity have also an important role, while sediment seems to be marginal.

5 CONCLUSIONS

In this paper, we presented a new synthetic damage model called INSYDE. The model incorporates the latest research results in flood damage modelling, and it has been designed to be a flexible and transparent methodology suitable for a variety of applications, regarding damage assessment, vulnerability analysis of buildings and analysis of uncertainty sources. Model validation has shown that INSYDE can provide good estimates of post-event flood damages, with better performances than most literature damage models. In particular, the probabilistic approach used to derive the damage functions is key to correctly undertake the uncertainty issues regarding the model damage mechanisms and parameters. Future research efforts will be aimed at improving the model structure, explicitly taking into account the uncertainty of hazard and vulnerability parameters.

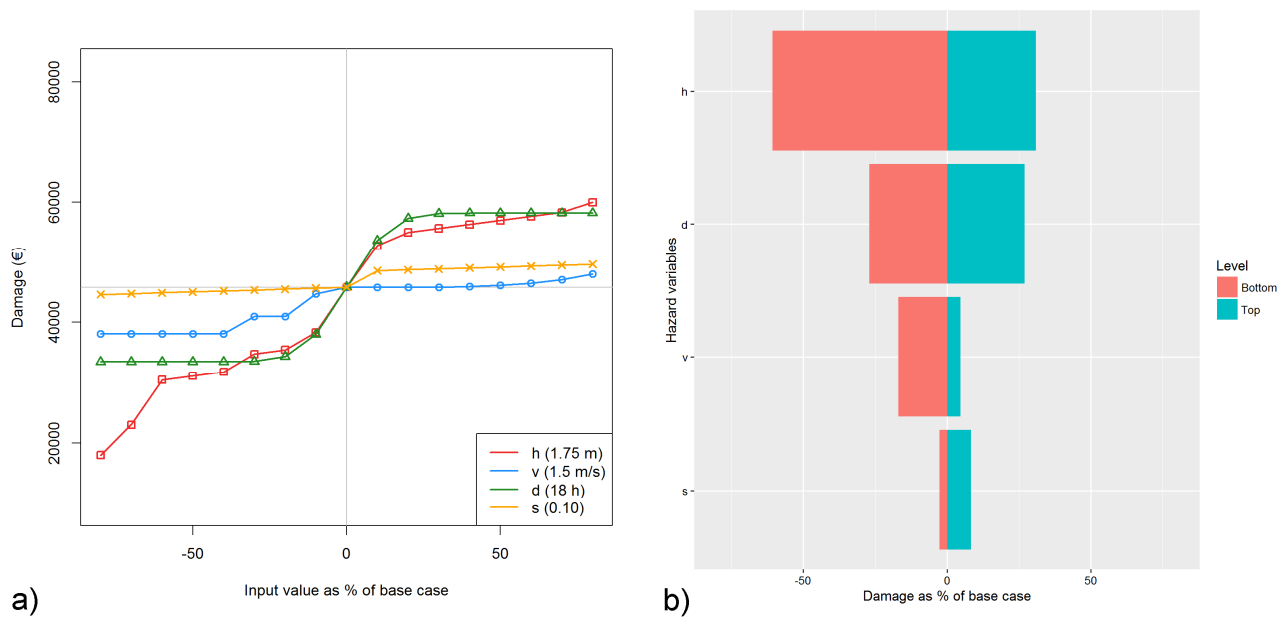


Figure 2. Results of the local sensitivity analysis: a) Spider plot; b) Tornado plot (h: water depth, d: flood duration; v: flow velocity; s: sediment load).

Despite having been developed and tested with Italian case studies, the flexibility of the model allows to easily modify both the model structure (i.e. damage functions) and the model parameters (such as building characteristics and unit prices) for application in other countries. For the same reason, the structure of INSUDE makes it adaptable, with appropriate modifications, for flood damage assessment to other sectors, as building contents, commercial or industrial assets and agriculture. In order to increase the transparency and reproducibility of the methodology, it is planned to develop a dedicated website for INSUDE. Thanks to a simple and user-friendly interface, users will have the possibility of applying the model to compute flood damage for the building type of interest and for any reference flood scenario. Furthermore, the model functions will be available for downloading as a R open source code. This way, the users will have the possibility to customize the model by changing the values of model parameters, the shape of the different damage functions as well as reference prices for the monetary evaluation of damage.

(*) *Authors are listed in alphabetical order. All authors contributed equally to this work*

REFERENCES

- Andr , C., Monfort, D., Bouzit, M. & Vinchon C. Contribution of insurance data to cost assessment of coastal flood damage to residential buildings: insights gained from Johanna (2008) and Xynthia (2010) storm events, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 13, 2003-2012, 2013.
- Arrighi C., Brugioni M., Castelli F., Franceschini S. & Mazzanti B. Urban micro-scale flood risk estimation with parsimonious hydraulic modelling and census data, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 13, 1375-1391, 2013.
- Debo, T.N. Urban flood damage estimation curves, *J. Hydraul. Div.*, 108,1059-1069, 1982.
- Dutta, D., Herath, S., & Musiak, K. A mathematical model for flood loss estimation, *J. Hydrol.*, 277, 24-49, 2003.
- Luino, F., Bidoccu, M., Cirio, C.G., Agangi, A., Giulietto, W., Godone, F. & Nigrelli, G. Application of a model to the evaluation of flood damage, *Geoinformatica*, 13, 339-353, 2009.
- Merz, B., Kreibich, H., Schwarze, R. & Thieken, A. Assessment of flood economic damage, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10, 1697-1724, 2010.
- Molinari, D., Menoni, S., Aronica, G.T., Ballio, F., Berni, N., Pandolfo, C., Stelluti, M. & Minucci, G. Ex post damage assessment: an Italian experience, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 14, 901-916, 2014.
- Oliveri E. & Santoro M. Estimation of urban structural flood damages: the case study of Palermo, *Urban Water* 2, 223-234, 2000.
- Scorzini, A.R. & Frank, E. Flood damage curves: new insights from the 2010 flood in Veneto, Italy, *Journal of Flood Risk Management*, 2015 (in press) doi: 10.1111/jfr3.12163.
- Thieken A.H., Olschewski A., Kreibich H., Kobsch S. & Merz B. Development and evaluation of FLEMOps – a new flood loss estimation MOdel for the private sector. In: D. Proverbs, C.A. Brebbia & E. Penning-Rowsell, eds. *Flood recovery, innovation and response*. WIT Press, Southampton, UK , 315-324, 2008.

VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA IN AMBIENTE URBANO: DUE METODI A CONFRONTO

Vincenza Notaro ¹, Alessandra Di Venti¹, Lorena Liuzzo ¹, Valeria Puleo ², Goffredo La Loggia ² & Gabriele Freni ¹

(1) Facoltà di Ingegneria Civile e Architettura Università Kore di Enna

(2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale Aerospaziale e dei Materiali, Università degli Studi di Palermo

ASPETTI CHIAVE:

- Valutazione della pericolosità idraulica in ambiente urbano corrispondente ad eventi di allagamento generati da acque zenitali con basso tempo di ritorno
- Implementazione di un modello duale 2D-1D per simulare l'interazione tra il sistema di drenaggio superficiale (strade) e sotterraneo (rete di collettori fognari) nella propagazione dei deflussi
- Confronto tra diverse procedure per la valutazione della pericolosità idraulica in ambiente urbano

1 PREMESSA

Nonostante le reti di drenaggio urbano siano progettate con criteri e tecniche sempre più affidabili, esse sono concepite nell'ottica di consentire un efficiente allontanamento dei deflussi per tempi di ritorno delle piogge relativamente bassi e non sono, ovviamente, in grado di assolvere a compiti di protezione idraulica del territorio che oggi, invece, risultano inderogabili. D'altro canto la notevole crescita delle superfici impermeabili, risultato dell'espansione urbanistica, e la maggiore frequenza di accadimento di eventi meteorici estremi, diretta conseguenza del cambiamento climatico in atto, si sono tradotti in un aumento dei deflussi superficiali generati da un evento meteorico sia in termini di volume che di velocità e in un contestuale incremento della pericolosità e del rischio idraulico ad essi associati.

Nel corso degli ultimi decenni, anche per eventi meteorici piuttosto frequenti in diverse città europee l'insufficienza idraulica dei vetusti sistemi di drenaggio è stata causa concomitante di eventi alluvionali che hanno provocato danni ingenti alle popolazioni, perdite economiche e disastri ambientali. Come risultato, l'opinione pubblica ha preso maggior consapevolezza sulla severità delle potenziali conseguenze di un'alluvione, specie in ambiente urbano, sollecitando l'emanazione della Direttiva 2007/60/EC (c.d. "Direttiva Alluvioni"), che si presenta come legge di riferimento a livello europeo per l'individuazione delle aree a rischio idraulico e per la valutazione e la gestione del rischio alluvionale. In particolare, la direttiva europea, recepita in Italia per mezzo del D.lgs. 49/2010, invita gli Stati Membri a procedere, entro determinate scadenze, nella *valutazione preliminare del rischio alluvioni* e nella redazione di *mappe di pericolosità e di rischio idraulico* funzionali alla redazione del *piano di gestione del rischio alluvionale* che viene inteso come lo strumento ultimo per il coordinamento delle attività di protezione, prevenzione, e gestione del rischio alluvionale all'interno di ogni distretto idrografico. La direttiva richiede, che nello svolgere le suddette attività siano utilizzate le migliori procedure e tecnologie disponibili e si tengano in considerazione le eventuali complicazioni derivanti dal cambiamento climatico e dal pericolo di inquinamento delle acque. Ai sensi di quanto disposto dall'art. 6 del D.lgs 49/2010, gli elementi rappresentativi della pericolosità di alluvione sono: l'estensione dell'inondazione; l'altezza idrica o livello; le caratteristiche del deflusso (velocità e portata). Tali elementi devono essere rappresentati per tre distinti scenari di piena: *i*) alluvioni rare di estrema intensità, con tempo di ritorno (TR) fino a 500 anni; *ii*) alluvioni poco frequenti, con TR compreso fra 100 e 200 anni; *iii*) alluvioni frequenti, con TR compreso fra 20 e 50 anni.

In Italia le regioni hanno adottato diversi approcci per la valutazione della pericolosità idraulica. In Sicilia ad esempio il livello di pericolosità idraulica viene fatto dipendere solamente dall'entità dei tiranti idrici di allagamento verificatisi nell'area in studio (Figura 1a) mentre in Lombardia, ai sensi della D. g. r. n. IX/2616 del 30-11-2011, la pericolosità idraulica viene valutata in dipendenza sia del tirante idrico sia della velocità della corrente (Figura 1b). I due approcci, comportano risultati diversi nella stima della pericolosità idraulica, in quanto la velocità della corrente può rivestire un ruolo determinante sull'azione che, a parità di tirante di allagamento, la corrente può esercitare sulla stabilità di una persona ovvero sui danni arrecati ad un bene. Per capire quale possa essere il più cautelativo, i due metodi sono stati applicati, nel presente studio, per la

redazione delle mappe di pericolosità di un bacino urbano reale con riferimento ad uno scenario di allagamento con tempo di ritorno di 20 anni. Come caso studio è stato scelto il centro storico della città di Palermo: un'area densamente urbanizzata di circa 2.5 km² che anche per eventi meteorici con frequenza di accadimento piuttosto elevata è soggetta a problemi di allagamento localizzato dovuti all'insufficienza del suo sistema di drenaggio. In particolare, le mappe sono state elaborate sui risultati delle simulazioni di scenari di allagamento ottenuti mediante di un modello numerico duale del sistema di drenaggio urbano.

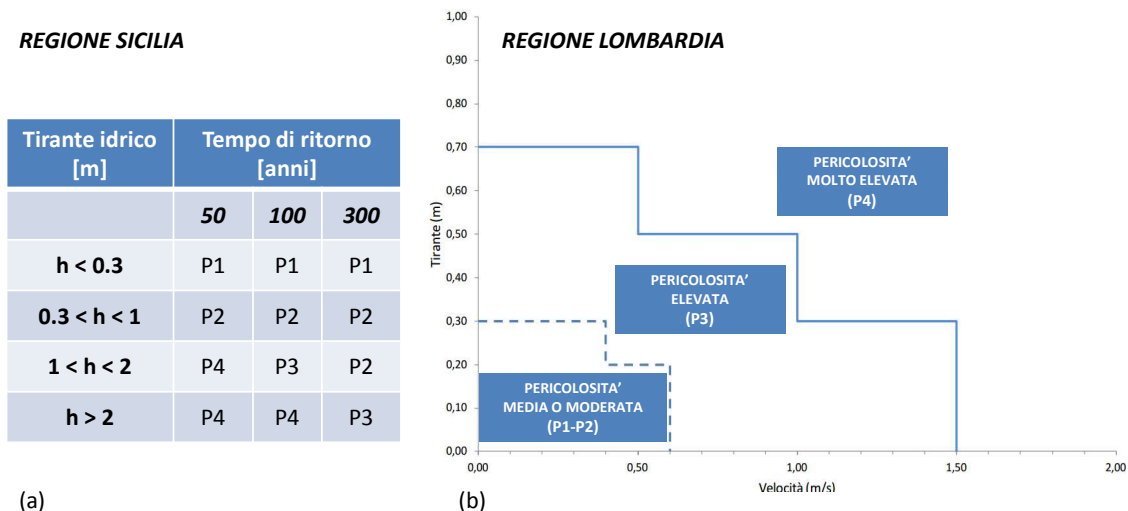


Figura 1.: Criteri per la valutazione della pericolosità idraulica in Sicilia ai sensi del Piano Assetto Idrogeologico ARTA Regione Sicilia del 2003 (a); e in Lombardia ai sensi della D. G.R. n. IX/2616 del 30-11 2011 (b)

2 MATERIALI E METODI

Data l'elevata concentrazione e vulnerabilità dei beni esposti a rischio in ambiente urbano, è necessaria una valutazione il più possibile approfondita e affidabile della pericolosità idraulica relativa all'area in oggetto anche grazie al supporto di strumenti di modellazione matematica (Maksimović et al., 2009).

Negli ultimi anni, la ricerca ha dato grande impulso, allo sviluppo di modelli numerici in grado di offrire una simulazione sempre più realistica delle dinamiche in atto nei bacini urbani durante un evento meteorico. In particolare, grande attenzione ha avuto l'analisi delle interazioni che hanno luogo tra la rete di scorrimento superficiale presente nel bacino urbano, costituita da strade, piazze, vie di scolo e da eventuali strutture di infiltrazione, ed il sistema di drenaggio sotterraneo costituito dai collettori fognari ed altre opere d'arte, soprattutto con riferimento ad eventi meteorici frequenti con bassi tempi di ritorno. Infatti, in tali condizioni la capacità di convogliamento della rete sotterranea è paragonabile ai deflussi che scorrono in superficie, pertanto le interazioni tra i due sistemi non possono essere trascurate. Lo studio delle interazioni tra le due reti necessita di essere modellato accuratamente. A tal fine, l'approccio duale alla modellazione (*Djordjević et al.* 1999; *Freni et al.* 2010), attraverso la disposizione di una serie di pozzetti che collegano dinamicamente la rete fognaria sotterranea e la rete superficiale risulta molto valido. Per avere i massimi vantaggi da tale approccio, è necessario adottare tecniche di modellazione avanzate, capaci di modellare la superficie libera tenendo conto delle interazioni tra la portata superficiale e quella di fognatura. Inoltre è fondamentale avere un'accurata conoscenza dell'uso del suolo nel bacino urbano che si vuole modellare in modo da riuscire a dare un'accurata definizione delle vie di scolo dei deflussi e quindi della rete superficiale. Tale approccio alla modellazione è stato applicato nel presente studio per l'implementazione del modello duale del sistema di drenaggio urbano a servizio del bacino del Centro Storico di Palermo. In particolare per simulare il processo di trasformazione afflussi-deflussi e la propagazione dei deflussi sulla superficie del bacino ed in fognatura sono stati adottati i due software EPA SWMM 5.1 (Huber et al., 1988) e FLO-2D (O'Brien, 2003) interconnessi tra loro grazie alla funzione GUI SWMM di FLO-2D. Il modello di rete implementato con EPA SWMM 5.1 è costituito da 296 sottobacini; 249 nodi e 251 condotte e l'analisi idraulica del deflusso nei collettori è stata effettuata utilizzando le equazioni di De Saint Venant (DSV) in forma monodimensionale e l'approccio di Preissman per tenere conto del sovraccarico dei collettori. Mentre

con il software FLO-2D, mediante la risoluzione delle equazioni di DSV in forma bi-dimensionale, è stata simulata la propagazione degli allagamenti sul bacino a seguito della fuoriuscita dai pozzetti fognari di volumi idrici conseguente al sovraccarico idraulico della rete sotterranea. In particolare, la superficie del bacino è stata schematizzata mediante una mesh con celle quadrate 3 x 3 m. FLO-2D, infatti, è un modello alle differenze finite che integra l'equazione dei momenti in forma completa utilizzando uno schema geometrico grigliato a passo costante per la stima delle variabili idrauliche (tirante, velocità e portata) cella per cella e distinguendo per ogni cella otto potenziali direzioni di flusso. Sulla mesh sono stati individuati i nodi che costituiscono i pozzetti di immissione alla rete fognaria sotterranea e che permettono l'interazione dinamica tra la rete di drenaggio superficiale con quella sotterranea. In tal modo, avviata la simulazione di un evento storico con SWMM, è stato possibile rilevare i nodi della rete in cui si riscontrava una fuoriuscita di volumi idrici verso la superficie dovuti al sovraccarico idraulico della rete fognaria. I relativi idrogrammi sono stati quindi utilizzati come dati di input per il modello di propagazione superficiale di FLO-2D. Il risultato ottenuto alla fine della modellazione è stata quindi la distribuzione dei massimi tiranti di allagamento e le massime velocità della corrente per ciascuno degli elementi costituenti la griglia di calcolo.

Il modello implementato è stato calibrato e validato simulando dieci eventi storici di pioggia, verificatisi tra il 1993 e 1997, per i quali sono stati registrati dai VV FF i tiranti di allagamento in varie aree del bacino. A ciascuno degli eventi storici simulati, sulla base dei corrispondenti valori di durata e di altezza cumulata di pioggia, è stato assegnato un tempo di ritorno grazie alla C.P.P. per TR tra 2 e 100 anni (Figura 2 a) ottenute da un'analisi statistica condotta sui dati di pioggia registrati negli ultimi anni dalla stazione pluviometrica presso l'Osservatorio Astronomico del Palazzo Reale a Palermo. In Figura 2 (b) si riporta, invece, lo ietogramma relativo all'evento storico del 22-08-1997 per il quale è stato stimato un TR di 20 anni per il quale sono state elaborate le mappe di pericolosità idraulica riportate in Figura 3.

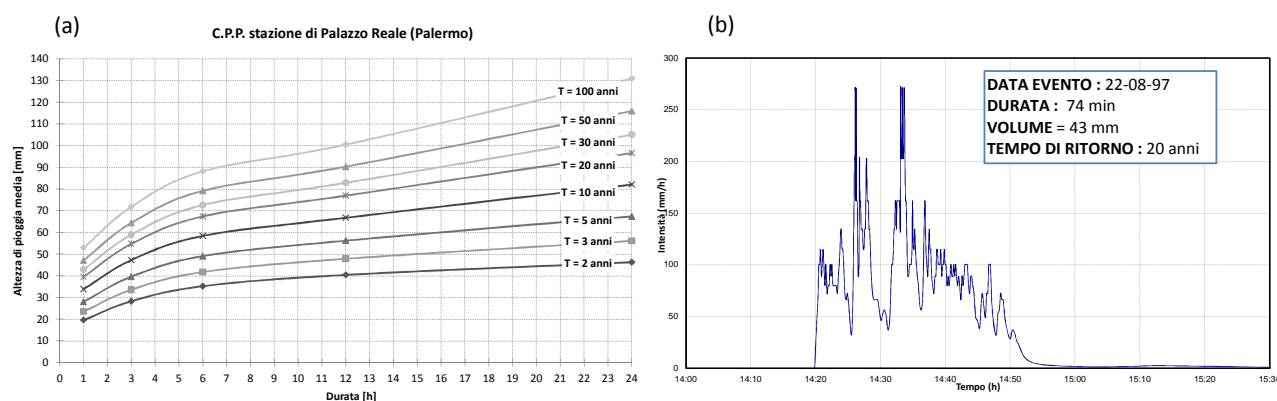


Figura 2. C.P.P. con tempi di ritorno da 2 a 100 anni stimate dall'analisi statistica dei dati di pioggia registrati presso la stazione di Palazzo Reale a Palermo (a). Ietogramma di progetto relativo all'evento storico del 22-08-1997 (b)

3 DISCUSSIONE DEI RISULTATI

In Figura 3 (a) e (b) si riportano i massimi tiranti idrici di allagamento e le massime velocità della corrente ottenuti come risultato della simulazione dell'evento storico del 22-08-1997 per il quale è stato stimato un tempo di ritorno di 20 anni. Dal confronto dei risultati ottenuti dalle simulazioni con i dati storici di allagamento registrati dai VV FF relativamente all'evento storico in oggetto, è stata riscontrata l'affidabilità del modello duale implementato nel simulare, in modo coerente e verosimile, le interazioni tra i sistemi di drenaggio superficiale e sotterraneo.

Le mappe di pericolosità idraulica ottenute, secondo l'approccio adottato in Sicilia, in funzione dei soli tiranti idrici (Figura 3c) e, secondo l'approccio applicato in Lombardia, in funzione dei tiranti idrici e della velocità della corrente (Figura 3 (d)) hanno evidenziato che il secondo approccio risulta più cautelativo. Per il primo approccio le aree a pericolosità molto elevata sono circoscritte ad alcune zone in cui si raggiungono tiranti di allagamento superiori a 1.5 m. Con il secondo approccio, invece, le aree a pericolosità molto elevata (P4) sono molto più ampie. Tale risultato appare coerente con i massimi valori di velocità della corrente ottenuti dalle simulazioni: soprattutto nella parte montana del bacino, dove le pendenze delle strade

sono più accentuate, le azioni che la corrente può esercitare su beni e persone non risultano trascurabili, anzi possono essere causa di elevato rischio, a causa della combinazione di velocità comprese tra 1.5 e 3 m/s con tiranti idrici variabili tra 0.3 e 0.8 m.

Infine, il modello duale sviluppato, si è dimostrato un utile ed efficace mezzo di supporto nell'analisi della pericolosità idraulica e potrebbe certamente dare un valido aiuto nell'analisi degli effetti ottenuti da eventuali interventi di mitigazione al fine di individuare le soluzioni più efficaci nella mitigazione del rischio.

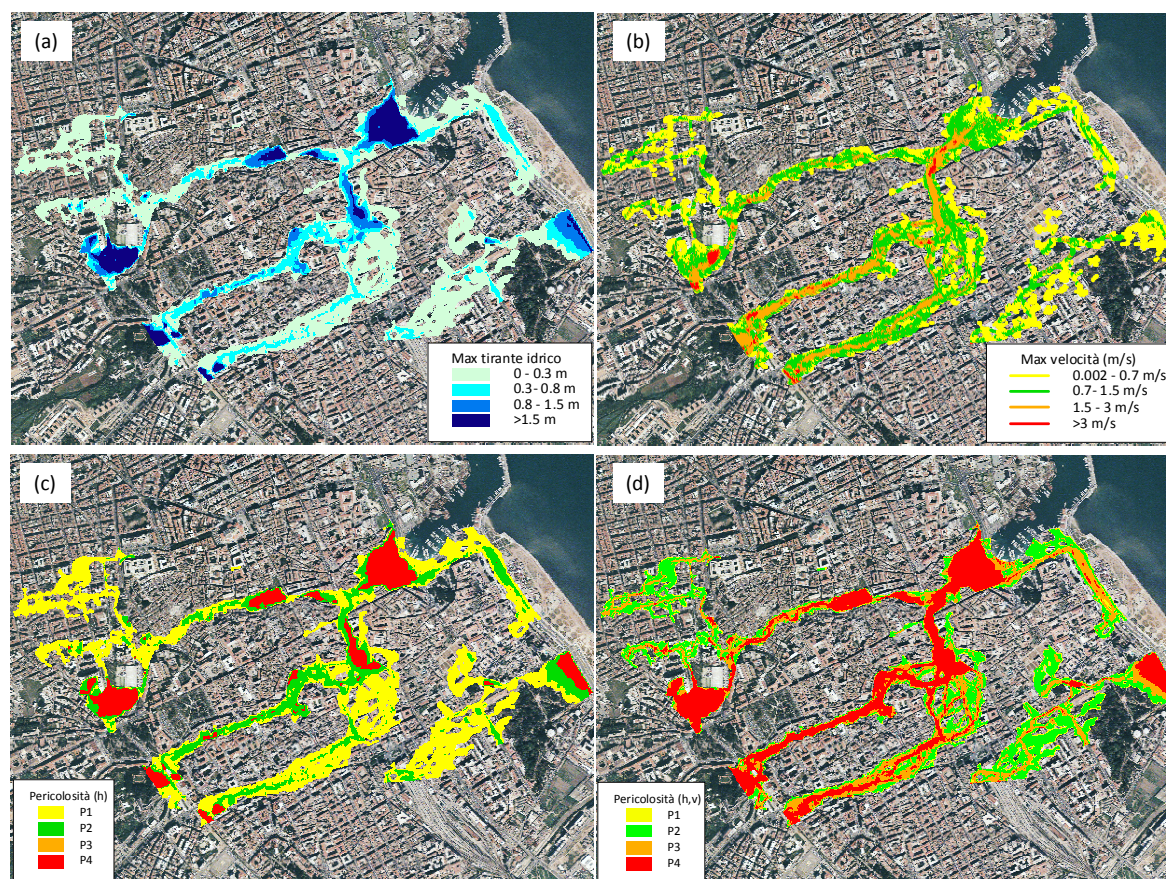


Figura 3. Risultati della simulazione dell'evento storico del 22-08-1997 con tempo di ritorno stimato pari a 20 anni: mappa dei massimi tiranti idrici (a), delle massime velocità (b) e della pericolosità idraulica valutata secondo le direttive della regione Sicilia (c) e della regione Lombardia (d)

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- D.g.r. n. IX/2616 del 30-11-2011 - Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della l.r. 11 marzo 2005, n. 12", approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con d.g.r. 28 maggio 2008, n. 8/7374.
- Djordjević, S., Prodanović, D., Maksimović, Č.. An approach to simulation of dual drainage. *Water Science & Technology*, vol. 39 (9), pp. 95-103, 1999
- Freni G., La Loggia G., Notaro V. Uncertainty in urban flood damage assessment due to urban drainage modelling and depth-damage curve estimation *Water Science and Technology*, 61(12), pp. 2979-2993, 2010
- Huber, W. C. & Dickinson, R. E. *Storm Water Management Model-SWMM, Version 4 User's Manual*. US Environmental Protection Agency, Athens Georgia, USA, 1988.
- Maksimović, Č., Prodanović, D., Boonya-aroonnet, S., Leitão, J., Djordjević, S. & Allitt, R. Overland flow and pathway analysis for modelling of urban pluvial flooding. *Journal of Hydraulic Research*, vol. 47(4), pp. 512-523, 2009
- O'Brien, J. S. *FLO-2D User Manual Version 2003.06*. Nutrioso, Arizona, 2003.
- Piano Assetto Idrogeologico ARTA Regione Sicilia del 2003

A NEW GEOMORPHIC INDEX FOR THE DETECTION OF FLOOD-PRONE AREAS AT LARGE SCALE

Caterina Samela¹, Tara J. Troy², Aurelia Sole¹, Salvatore Manfreda¹

(1) Università degli Studi della Basilicata, Potenza, 85100, Italy (caterina.samela@unibas.it); (2) Lehigh University, Bethlehem, PA 18015, USA.

KEY POINTS:

- A practical and cost-effective method is proposed to realize a fast delineation of the floodplains in the contexts where the available data are too poor to carry out hydrological/hydraulic analyses.
- The linear binary classification using the recently proposed Geomorphic Flood Index (GFI) exhibited high classification accuracies and reliability in several applications.
- The flood-prone areas for a return period of 100 year have been derived for the continental U.S. using the linear binary classifier based on the GFI.

1 INTRODUCTION

Floods are the most frequently occurring natural hazard throughout the world and the costliest: flood damage constitutes about a third of the economic losses inflicted by natural hazards worldwide (*Munich Re*, 2006).

In spite of the recent advancements in computational techniques and availability of high-resolution topographic data, a complete flood hazard map is still lacking in many countries. Although hydrologic/hydraulic models are the best approach for deriving detailed inundation maps, their use is a resource intensive exercise requiring large amounts of money and time. The main difficulty is mainly correlated to the significant amount of data and parameters required by these models, that makes their calibration and validation a rather challenging task (*Di Baldassarre et al.*, 2009). High costs associated with traditional modelling approaches make them unaffordable not only for developing countries. In U.S., for instance, many rural counties and several lower order streams do not have any associated flood inundation information. *FEMA* (2006) estimated that flood inundation mapping can cost from \$3,000 to \$6,000 per km of river reach in the U.S. Therefore, there is a need to look at efficient and inexpensive ways of developing flood inundation maps.

In this scenario, useful indications about the flood exposure of a given area can be obtained analysing the basin morphology. Actually, floodplain geomorphology is essentially shaped by flood-driven phenomena (*Arnaud-Fassetta et al.*, 2009) and a mutual causal relationship exists between flooding and the shape and extension of floodplains.

Given this assumption, the primary objective of the presented research is proposing an innovative approach for a preliminary delineation of the floodplains for large-scale analyses. This tool intends to be practical and cost-effective compared to the conventional engineering approach, and based on information easily available worldwide. Several studies have been dedicated to understand what are the most meaningful geomorphologic attributes as concerns the flood inundation process, and how to use such descriptors to map the flood exposure over large spatial scales.

2 METHODS AND MATERIALS

A linear binary classification is performed to distinguish between flood-prone areas and areas not prone to floods. This approach requires two input data:

- Digital Elevation Models (DEM) to extract the morphological descriptors of a basin. For the purpose of our studies, the DEM-Void and DEM-CON obtained from USGS HydroSHEDS with a 3 arc-second resolution have been used; the area was then regridded with a cell size of 90 m.
- Standard flood hazard maps derived using hydraulic models, necessary for limited portions of the basin of interest. This map is used to train the classifiers.

In previous studies, we carried out an extended analysis, considering eleven morphological descriptors presumed to be good candidates as indicator of flood hazard exposure. Among them, we considered the five single features tested in the work of *Degiorgis et al.* (2012), with the addition of six composite indices (*Manfreda et al.*, 2014b).

These eleven classifiers have been tested in a number of case studies, in order to identify their performances in different hydrologic, climatic and topographic contexts. Several Italian gauged basins (upper Tiber, Chiascio, Basento, Bradano, Agri, Sinni, Cavone, Noce) and an ungauged basin in Africa (Bulbula River, Ethiopia) have been investigated (*Manfreda et al.*, 2014a,b; *Manfreda et al.*, 2015; *Samela et al.*, 2015). In addition, a study over the U.S. has been carried out, moving from basin-scale analyses to a continental-scale application (*Samela et al.*, 2016). In these analyses the sensitivity of the classifiers to changes in terms of DEM resolution, standard flood maps adopted (1-D or 2-D hydraulic model), return time, dominant topography of the training area, and scale of analysis has been tested.

In spite of the exhaustive investigation conducted, very few classifiers were useful to identify the flood-prone areas. The results suggested that the proposed classifier named Geomorphic Flood Index (GFI) consistently exhibits higher accuracies among the others in each test, and is the most suitable morphologic classifier among those examined for the preliminary mapping over large unstudied areas and in data poor environments. This index is defined as:

$$\ln\left(\frac{h_r}{H}\right) \quad (1)$$

It compares in each point of the basin a variable water depth h_r ('r' stands for 'river') with the elevation difference (H) to the nearest element of the drainage network, identified following the hydrological paths. h_r is computed as a function of the contributing area A_r in the nearest section of the drainage network hydrologically connected to the point under exam (see eq. 2); by taking into account an estimate of the water level in the nearest element of the drainage network h_r we are considering the nearest river as the hazard source.

$$h_r \approx bA_r^n \quad (2)$$

The analyses by *Samela et al.* (2016) allowed also to give a recommendation about the minimum required size of the training area. It was observed that the performances of the classifier based on the GFI have a small variability as long as the training area is larger than 2% of the total area of the basin. This result suggests not adopting a calibration area lower than 2% of the basin's area in order to perform a good study.

3 APPLICATION AND RESULTS

Given these considerations, an application of the linear binary classification using the GFI across the continental U.S. is presented. Considering the significant extent of the study area, the analyses were performed sub-dividing the Country according to the eighteen water-resources regions identified by U.S. Geological Survey, excluding the regions of Alaska, Hawaii and Caribbean (http://water.usgs.gov/GIS/huc_name.html). In order to calibrate the classifier, the FEMA 1-percent annual chance floodplains (100-year flood) determined by detailed methods of analysis have been adopted. A training area of a sufficient size (larger than 2%) within each water resources region has been used.

A pictorial representation of the resulting flood-prone areas is reported in Figure 1. The large-scale map allows to see that the index produces a realistic description of the flood prone areas, with the possibility to extend the flood hazard information in those portions of the Country where the FEMA's maps are lacking. This happens, in particular, in the central and western U.S. characterized by extensive voids in the FEMA's flood hazard graduation. The panel 1 in the upper part of the figure shows the areas exposed to flood hazard in the continental U.S. according to the linear binary classifier based on the GFI (depicted in dark blue). In the same figure, we reported four sub-plots with a comparison between the FEMA's flood map (turned into a binary map) and the flood-prone areas map identified using GFI at a smaller scale that allow to better appreciate the obtained results. Image 2.A and 2.B focus on the confluence between Mississippi and

Missouri River often involved in extensive floods. Image 3.A and 3.B show the state of Colorado, which was hit in September 2013 by a severe flooding, that caused the death of 8 people and \$2 billion in damage across a range of almost 320 km from north to south.

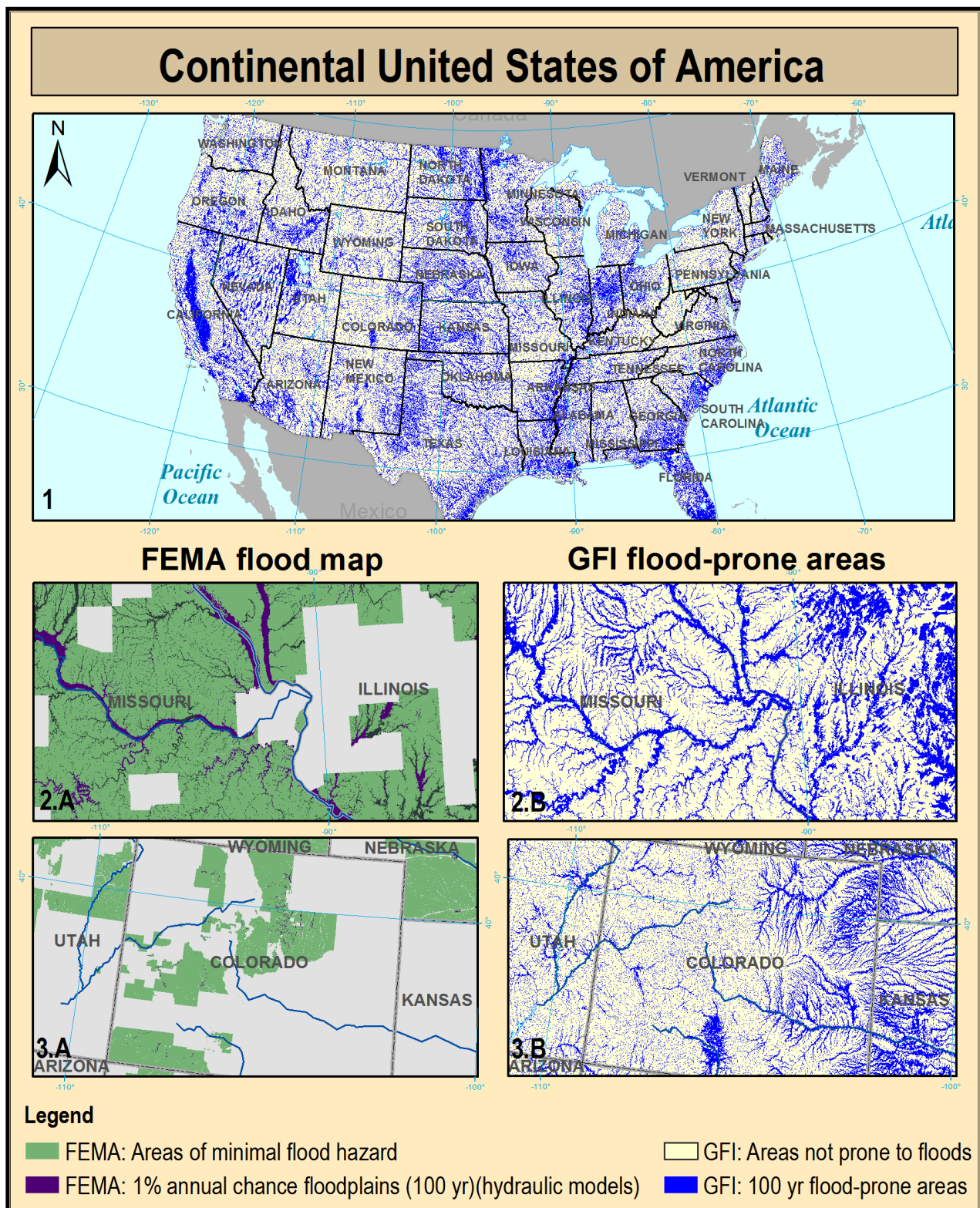


Figure 1. The map 1 shows the flood-prone areas identified in the continental U.S. according to the linear binary classifier based on the Geomorphic Flood Index for a return period of 100-year (depicted in dark blue). The following two couples of images show a more detailed comparison between the FEMA flood map (turned into a binary map) and the flood-prone areas identified using this approach.

Results demonstrate that the linear binary classification may help designing new strategies for the delineation of flood-prone areas for large-scale applications and in data scarce environments. It provides good detection accuracies with simple data requirements, low costs and reduced computational times. This kind of simplified approach is generally of high interest to both researchers and decision-makers since increasing portions of the population affected by flooding live in developing countries where data availability is often poor.

The flood-prone areas maps derived for the eighteen water resources regions will be published online and available for consultation and download (<http://www2.unibas.it/manfreda/HydroLab/Research.html>).

REFERENCES

- Arnaud-Fassetta, G., Astrade, L., Bardou, E., Corbonnois, J., Delahaye, D., Fort, M., Gautier, E., Jacob, N., Peiry, J.L., Piégay, H., & Penven, M.J. Fluvial geomorphology and flood-risk management, *Géomorphologie: Relief, Processus, Environnement*, 2009, 2:109-128.
- Degiorgis, M., Gnecco, G., Gorni, S., Roth, G., Sanguineti, M., & Taramasso, A. C. Classifiers for the detection of flood-prone areas using remote sensed elevation data. *Journal of hydrology*, 2012, 470, 302-315.
- Di Baldassarre, G., Schumann, G., & Bates, P. Near Real Time Satellite Imagery to Support and Verify Timely Flood Modelling, *Hydrological Processes*, 2009, 23(5):799-803.
- FEMA (Federal Emergency Management Agency). Floodplain Management Requirements: A Study Guide and Desk Reference for Local Officials, 2006. http://www.fema.gov/media-library-data/20130726-1539-20490-0241/nfip_sg_unit_3.pdf.
- Manfreda, S., Nardi, F., Samela, C., Grimaldi, S., Taramasso, A. C., Roth, G., & Sole, A. Investigation on the Use of Geomorphic Approaches for the Delineation of Flood Prone Areas, *Journal of Hydrology*, 2014a, 517, 863-876.
- Manfreda, S., Samela, C., Sole, A., & Fiorentino, M. Flood-Prone Areas Assessment Using Linear Binary Classifiers based on Morphological Indices, Vulnerability, Uncertainty, and Risk Quantification, Mitigation, and Management, ASCE, 2014b, pp. 2002-2011.
- Manfreda, S., Samela, C., Gioia, A., Consoli, G. G., Iacobellis, V., Giuzio, L., Cantisani, A., & Sole, A. Flood-prone areas assessment using linear binary classifiers based on flood maps obtained from 1D and 2D hydraulic models, *Natural Hazards*, 2015, 1-20.
- Munich RE. Topics Geo Annual review: natural catastrophes 2005. Munich Reinsurance Company, Munich, Germany, 2006.
- Samela, C., Manfreda, S., Paola, F. D., Giugni, M., Sole, A., & Fiorentino, M. DEM-Based Approaches for the Delineation of Flood-Prone Areas in an Ungauged Basin in Africa, *Journal of Hydrologic Engineering*, 2015, 06015010.
- Samela, C., Troy, T.J., & Manfreda, S. Flood Hazard Mapping over Large Regions using Geomorphic Approaches, *Advances in Water Resources*, 2016 (Under Review).

UN SISTEMA MODELLISTICO INTEGRATO PER LA PREVISIONE IN TEMPO REALE DELLE PIENE DEL MUSON DEI SASSI (PD)

Daniele Pietro Viero¹, Giulia Passadore¹, Silvia Garbin¹, Bruno Matticchio², Francesco Visentin³, Ivano Brunet³, Roberto Lago⁴, Federico Facco⁴, Gianluca Botter¹ & Luca Carniello¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università di Padova; (2) IPROS s.r.l. Ingegneria Ambientale, Padova; (3) Studio Tecnico Associato Vertix, Padova; (4) Provincia di Padova, settore Protezione Civile.

ASPETTI CHIAVE

- È stato sviluppato un sistema modellistico che acquisisce dati meteo misurati e previsti, esegue in cascata la modellazione idrologica e idrodinamica, pubblica i risultati su piattaforma WebGIS
- L'approccio spazialmente esplicito lavora in sinergia con l'ambiente GIS, con riferimento sia i dati di input, sia alla gestione e pubblicazione dei risultati modellistici
- L'applicazione è stata sviluppata nell'ambito del progetto europeo S.M.A.R.T. Water, coordinato dalla Provincia di Padova, ed è operativa presso il Centro Funzionale Decentrato della Regione Veneto.

1 PREMESSA

Le emergenze idrogeologiche che hanno recentemente colpito il Nord-Est dell'Italia hanno portato al centro del dibattito pubblico il problema delle inondazioni e dei piani di protezione civile. Con lo scopo di integrare le conoscenze, le potenzialità e le risorse legate alla gestione delle emergenze, la Provincia di Padova ha guidato il progetto europeo S.M.A.R.T. Water (*"Simple Management of Risk Through a Web Accessibile Tool for Eu Regions"*). In questo ambito, come progetto pilota, è stata sviluppata una applicazione modellistica che, elaborando dati meteo misurati e previsti, è in grado di fornire una previsione in tempo reale delle piene e delle eventuali aree allagate nel Muson dei Sassi tra Castelfranco Veneto e la confluenza nel fiume Brenta, a nord di Padova. Si tratta di una zona sensibile e fortemente urbanizzata, nella quale la pericolosità idraulica è legata alla generazione e propagazione di onde di piena nella rete fluviale in esame e alla possibilità che si verifichino esondazioni a causa di sormonti e rotte arginali. I risultati modellistici sono caricati su piattaforma WebGIS, garantendone l'accessibilità in tempo reale. L'intera catena modellistica è operativa e in fase di test presso il Centro Funzionale Decentrato della Regione Veneto.

2 IL SISTEMA DI PREVISIONE IN TEMPO REALE

L'intero sistema di previsione è composto da diversi moduli, ideati e realizzati ad-hoc per consentire all'operatore di gestire l'intera procedura in modo agevole durante le fasi di emergenza, ma anche di poter esercitare un controllo approfondito dei dati utilizzati e dei risultati ottenuti qualora fosse necessario.

2.1 Modello idrologico

La modellazione idrologica del bacino chiuso a Castelfranco Veneto è effettuata secondo l'approccio geomorfologico. Usando serie temporali di dati climatici spazializzati, si stimano le componenti efficaci della precipitazione mediante la scrittura di opportune equazioni di bilancio idrologico (Benettin et al., 2013) che simulano l'evoluzione del contenuto d'acqua del suolo e delle dinamiche della portata nel bacino. Ogni sottobacino è stato scomposto in una frazione vegetata ed in una frazione urbana, per le quali sono stati valutati separatamente i rispettivi contributi in termini di deflusso, tenendo conto del ruolo cruciale svolto dall'evapotraspirazione per quanto riguarda l'evoluzione del contenuto d'acqua nel suolo in aree a copertura vegetale. La risposta idrologica del bacino è calcolata sulla base della convoluzione tra la pioggia efficace ed un idrogramma istantaneo unitario di tipo geomorfologico. Tale idrogramma è calcolato tenendo in conto l'eterogeneità dei percorsi di drenaggio all'interno di un bacino caratterizzato da una rete di drenaggio complessa, includendo in modo esplicito i processi di dispersione all'interno del suolo e il contributo alla dispersione relativo al reticolo idrografico ed alla sua morfologia (Rinaldo et al., 2006).

La caratterizzazione della rete e della geometria del bacino chiuso a Castelfranco Veneto (Fig. 1a), in termini di reticolo idrografico, sottobacini e loro connettività, è stata ottenuta a partire da mappe digitali del

terreno e da strumenti di analisi del territorio implementati in ArcGIS. Sono stati acquisiti tutti i dati necessari alla corretta descrizione del ciclo idrologico: dati pedologici per le caratteristiche dei terreni; immagini satellitari, opportunamente classificate con algoritmi spettrali, per la copertura del suolo; dati di pioggia, temperatura, umidità, radiazione solare e velocità del vento relative a 12 stazioni di misura gestite da ARPAV (Agenzia Regionale per la Protezione Ambientale) e dati di livello e portata registrati nella sezione di Castelfranco (periodo 2000-2013) per la caratterizzazione della forzante idro-climatica. La posizione delle principali stazioni meteorologiche di misura è indicata in blu in Fig. 1a.

I 12 parametri di calibrazione del modello idrologico riguardano il suolo e la produzione del deflusso, inclusi gli effetti legati alle aree urbane, alla propagazione dell'onda di piena nella rete di canali e nei versanti e alla vegetazione per la stima dell'evapotraspirazione. Il modello è stato tarato usando i dati misurati nel periodo 1 settembre – 31 dicembre 2010 e validato sul periodo 2004 – 2014. Per i maggiori eventi di piena, l'efficienza secondo Nash-Sutcliffe è superiore a 0.90.

È stata infine analizzata l'adeguatezza di due diversi modelli meteo, da utilizzarsi in fase operativa per estendere l'orizzonte temporale della previsione a 72 ore: il COSMO-LAMI con griglia di 7 km e risoluzione temporale di 3 h e il modello ECMWF con griglia di 12.5 km e risoluzione temporale di 6 h. Mediante una tecnica di disaggregazione temporale (*downscaling*) delle previsioni di pioggia, il modello idrologico ha restituito diversi idrogrammi generati da ietogrammi diversi, ma "compatibili" con le previsioni utilizzate. Le risoluzioni spaziale e temporale del modello ECMWF si sono rivelate del tutto inadeguate, mentre quelle del modello LAMI sono tali da produrre incertezze del 15% negli idrogrammi previsti.

2.2 Modello idrodinamico

Per simulare la propagazione delle onde di piena lungo il reticolo idrografico del Muson nel tratto compreso tra Castelfranco Veneto e la confluenza in Brenta, e per prevedere anche gli eventuali allagamenti delle aree limitrofe, è stato predisposto e utilizzato un modello idrodinamico accoppiato 2D-1D (Defina, 2000; Viero *et al.*, 2013, Viero *et al.*, 2014).

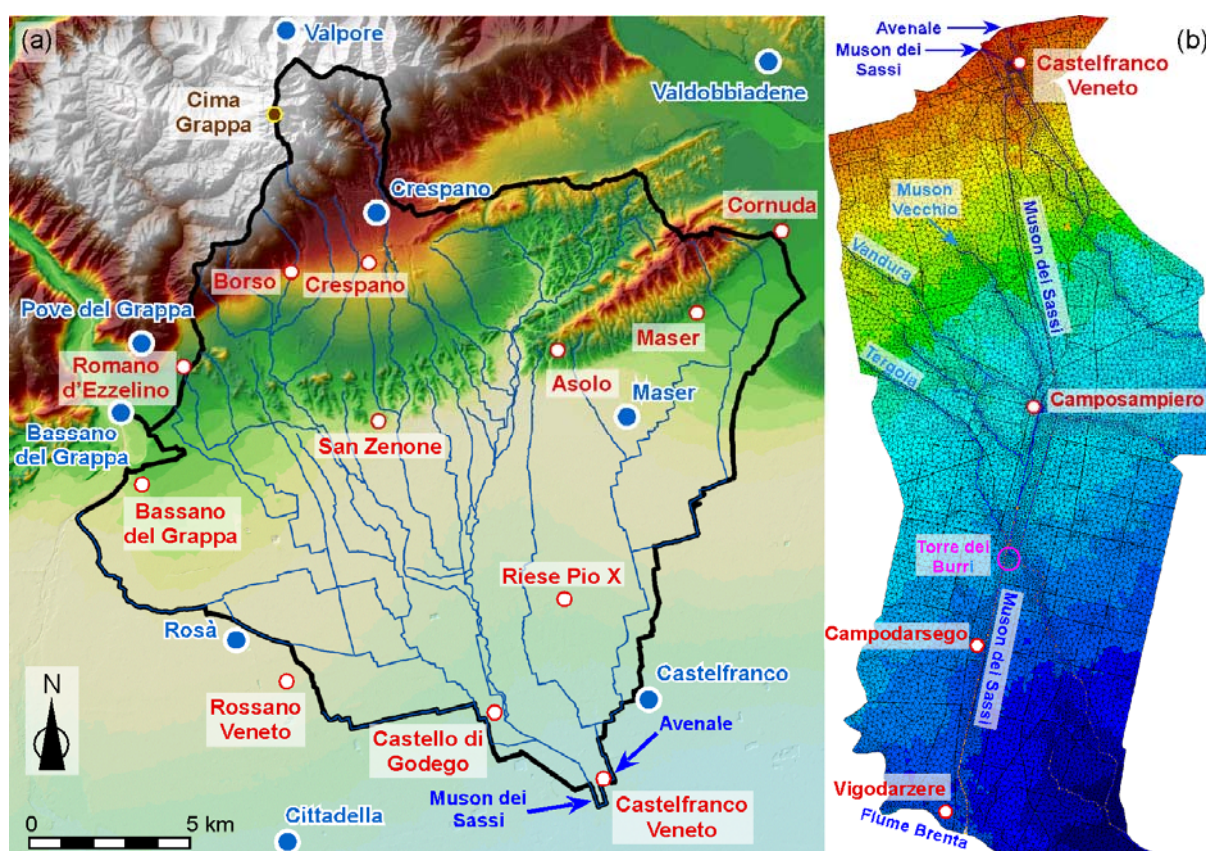


Figura 1. Il Muson dei Sassi: (a) bacino idrografico chiuso a Castelfranco Veneto; (b) griglia di calcolo 2D-1D per la propagazione delle onde di piena da Castelfranco Veneto fino alla confluenza col Fiume Brenta e per la stima delle eventuali aree allagate.

Particolare attenzione è stata posta sulla caratterizzazione della rete idrografica, in particolare sull'interazione fra il Muson e altri corsi d'acqua minori, che forma un reticolo estremamente complesso, ricco di manufatti idraulici che controllano e influenzano il naturale deflusso delle acque. Vanno citati il nodo di Castelfranco Veneto dove confluiscono Muson dei Sassi e Avenale e quello di Torre dei Burri nel comune di Camposampiero (connessione con sistema del Tergola/Vandura). È stata svolta una vasta campagna di raccolta dati per descrivere dettagliatamente le entità morfologiche significative (rete idrografica, rilevati stradali e ferroviari, centri abitati, ecc.). Sono stati utilizzati i dati di più di 800 sezioni rilevate, i dati Lidar del Ministero dell'Ambiente (fascia larga 2 km a cavallo del Muson) e la Carta Tecnica Regionale al 5000. Numerosi sopralluoghi hanno permesso, infine, di chiarire la geometria ed il funzionamento idraulico dei molti manufatti presenti (paratoie, salti fondo, mulini, ponti, tombotti ecc.).

È stato predisposto un reticolo di calcolo per il modello idrodinamico in grado di descrivere tutta la rete idraulica e le aree pianeggianti ad essa adiacenti e potenzialmente allagabili (Fig. 1b). In esso sono accoppiati elementi bidimensionali e monodimensionali al fine di descrivere nel modo più corretto ed efficiente possibile il funzionamento della rete e degli organi di regolazione idraulica presenti, nonché la propagazione di eventuali onde di sommersione del territorio limitrofo.

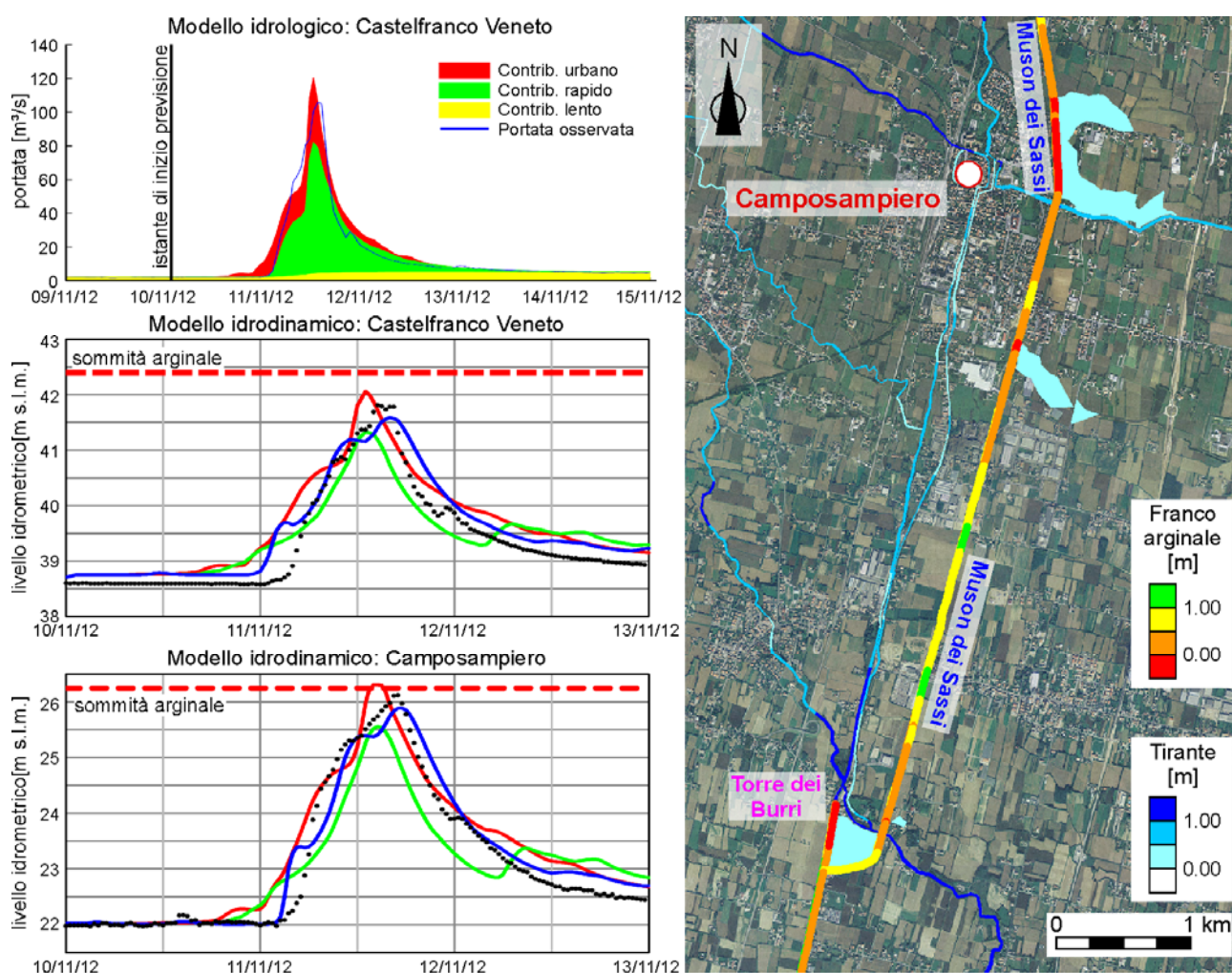


Figura 2. Risultati della catena modellistica per l'evento del novembre 2012, forzata da piogge LAMI. Modellazione idrologica con distinzione dei diversi contributi al deflusso (alto a sinistra), modellazione idrodinamica di scenari previsti con tre successive previsioni LAMI (basso a sinistra, la linea rossa si riferisce alla simulazione riportata anche in alto a sinistra). Franchi arginali minimi e aree allagate relative allo scenario riportato in alto a sinistra.

Simulando i maggiori eventi di piena degli ultimi anni, con portate misurate a Castelfranco come input, il modello idrodinamico si è rivelato in grado di riprodurre con estrema fedeltà la propagazione delle onde di piena lungo l'asta del Muson. Si è visto inoltre che la gestione del nodo di Torre dei Burri, nel quale

avvengono scambi di portata tra il sistema Tergola/Vandura e il Muson nei due sensi a seconda dei livelli idrometrici e delle manovre del manufatto, influenza significativamente il regime idrometrico nel tratto compreso tra il nodo stesso e la confluenza col Brenta. In fase operativa, come scenario cautelativo, il modello simula la disconnessione tra i due sistemi.

2.3 Interfaccia grafica

L'intera catena modellistica è gestita da una interfaccia grafica realizzata ad-hoc. Essa consente di acquisire e visualizzare dati meteorologici della rete di misura al suolo (che spazializza con interpolatori geostatistici e archivia in un database dedicato) e dati di precipitazione prevista (LAMI). Esegue in cascata il modello idrologico e il modello idrodinamico. Infine, elabora e carica su WebGIS grafici con andamento temporale di livelli e portate in sezioni significative e mappe con franchi arginali e aree allagate sull'intero dominio. La corsa dei modelli richiede un intervento minimo da parte dell'utente. D'altra parte, data la complessità dei modelli utilizzati e la conseguente ricchezza di informazioni che possono essere visionate e analizzate, l'interfaccia consente anche una completa esplorazione e visualizzazione dei risultati.

2.4 Piattaforma WebGIS

La piattaforma WebGIS è costituita da 3 elementi: una interfaccia di gestione dei tematismi cartografici, una interfaccia pubblica per visualizzare e interrogare i vari oggetti e una interfaccia di integrazione per il caricamento dei risultati delle simulazioni (Fig. 3). Rendendo accessibili i risultati modellistici, essa facilita l'organizzazione di interventi mirati di Protezione Civile, qualora si rendessero necessari.

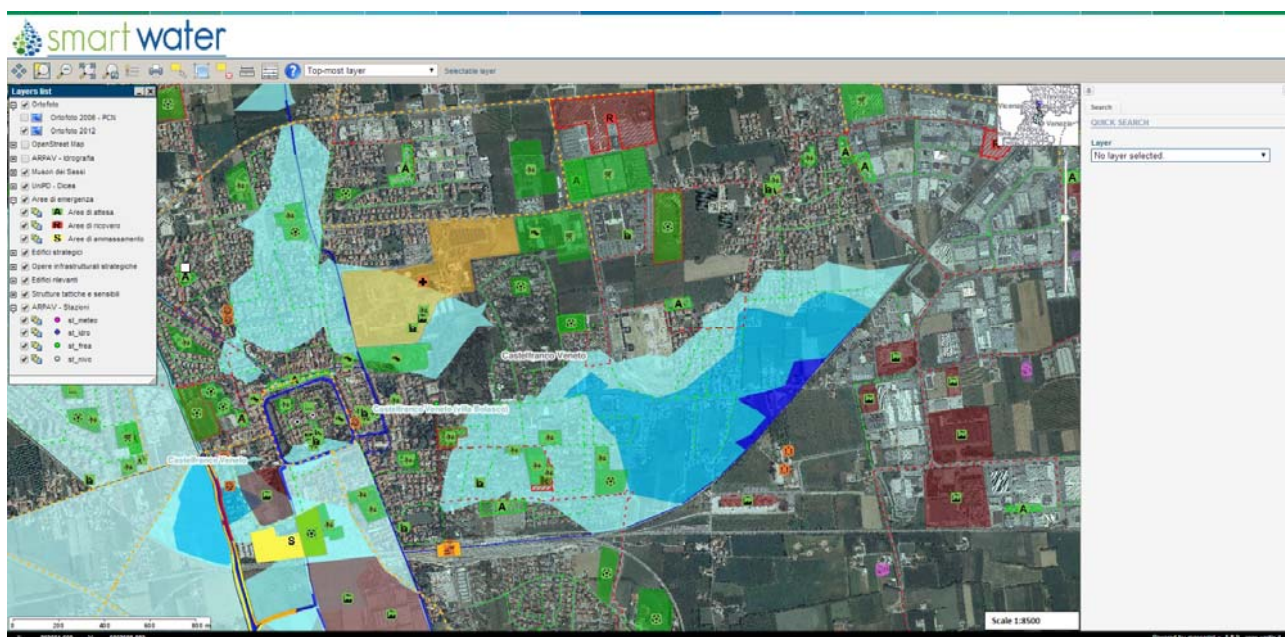


Figura 3. Applicazione WebGIS per la pubblicazione dei risultati in termini di franchi arginali e di aree allagate. Gli scenari previsti possono essere agevolmente incrociati con la presenza di elementi sensibili sul territorio.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Benettin, P., van der Velde, Y., van der Zee, S.E.A.T.M., Rinaldo, A., Botter, G. Chloride circulation in a lowland catchment and the formulation of transport by travel time distributions, *Water Resources Research*, 2013, 49, 4619-4632.
- Rinaldo, A., Botter, G., Bertuzzo, E., Uccelli, A., Settin, T., Marani, M. Transport at basin scales: 1. Theoretical framework, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2006, 10, 19-29.
- Defina, A. Two dimensional shallow flow equations for partially dry areas, *Water Resources Research*, 2000, 36(11), 3251-3264.
- Viero, D.P., D'Alpaos, A., Carniello, L., Defina, A. Mathematical modeling of flooding due to river bank failure, *Advances in Water Resources*, 2013, 59, 82-94.
- Viero, D.P., Peruzzo, P., Carniello, L., Defina, A. Integrated mathematical modeling of hydrological and hydrodynamic response to rainfall events in rural lowland catchments, *Water Resources Research*, 2014, 50, 5941-5957.

REAL TIME HYDRO-METEOROLOGICAL FORECASTS FOR EARLY WARNING SYSTEM IN THE MILAN URBAN AREA

A. Ceppi¹, G. Ravazzani¹, A. Amengual², G. Lombardi¹, V. Homar², R. Romero² and M. Mancini¹

(1) Department of Civil and Environmental Engineering, Politecnico di Milano, Milano, Italy (2) Grup de Meteorologia, Departament de Física, Universitat de les Illes Balears, Palma de Mallorca, Spain

KEY POINTS

- The use of HEPS is an effective and promising non-structural measure to help mitigate flood risk in Milano urban area, synergic with the existing structural engineering works.
- A forecast horizon of two days is required for an operational chain over the Milano basins, and accurate quantitative forecasts are necessary at least one day in advance.
- The pragmatic set of “shifted” configurations turns out to be an acceptable low-budget alternative for real time flood forecasts over small urban basins when a single deterministic run is available.

1 INTRODUCTION

Precipitation forecasts from mesoscale numerical weather prediction (NWP) models often contain features that are not deterministically predictable. In particular, accurate forecasts of deep moist convection and extreme rainfall are arduous to be predicted in terms of amount, time and target over small hydrological basins due to uncertainties arising from the NWP, physical parameterizations and high sensitivity to misrepresentation of the atmospheric state, therefore they require a probabilistic forecast approach.

2 AREA OF STUDY

In the past, the Milano urban area has been subjected to a high flood hazard and, in fact, during the 1970s a series of risk mitigation works were carried out with the aim of reducing the exceeding discharges flowing through the urban areas. Unfortunately, the complex flood protection system of the city did not completely succeed in the recent years; hence, the implementation of a hydro-meteorological chain can provide an additional support as a non-structural method for early warning systems.

The main rivers which cross the city of Milano are the Lambro (area of 500 km²), Seveso (area of 207 km²), and Olona (area of 208 km²), plus a number of minor tributaries for a total drainage surface of about 1300 km². Since lag times of these basins are a few hours, alerts with sufficient lead time permit civil protection authorities and the public to exercise caution and take preventive measures to mitigate the impacts of flooding (Yang et al., 2015).

3 THE FLOOD FORECASTING SYSTEM

In this study, we analyse 48 hours forecasts initialized one day before the observed peak flood, whereas this lead time is considered sufficient and adequate by local authorities, for the 8 July 2014 event when extreme precipitation intensities exceeded 100mm/h for certain convective systems. Rain gage data analysis shows an estimated return period of about 80-100 years over the Lambro and Seveso basins and above 200 years in the upper area of the latter.

A flood forecasting system has been implemented to examine the above-mentioned hydro-meteorological episode that affected the Milano urban watersheds with two different approaches. The first approach is based on a hydrological ensemble prediction system (HEPS) designed to explicitly cope with uncertainties in the initial and lateral boundary conditions (IC/LBCs) and physical parameterizations (mixed-physics, MPS) of the NWP model. The second involves a pragmatic post-processing procedure by randomly shifting in space the precipitation field provided by the deterministic WRF model run in order to get a cluster of different simulations.

All meteorological forecast simulations with the Weather Research and Forecasting (WRF) model are carried out by the Grup de Meteorologia, of the Universitat de les Illes Balears, while the hydrological simulations by the Politecnico di Milano team which uses the Flash–flood Event–based Spatially distributed rainfall–runoff Transformation, including Water Balance (FEST-WB), a rainfall-runoff physically-based distributed model developed on top of MOSAICO library (Pianosi and Ravazzani 2010; Ceppi et al., 2013; Ravazzani, 2013) for simulating the rainfall-runoff transformation. FEST-WB computes the main processes of the hydrological cycle: evapotranspiration, infiltration, surface runoff, flow routing, subsurface flow, and snow melt and accumulation. The computation domain is discretized with a mesh of regular square cells (200×200 m in this study) in each of which water fluxes are calculated at hourly time step.

4 RESULTS AND DISCUSSION

Notwithstanding the underestimation found in the results by the HEPS for this event, if we investigate deeply the ensemble spread, some of the WRF simulations (first approach) exceed the warning threshold of the respective basins. From a civil protection point of view, the exceeding percentage given by the WRF ensemble members can provide more information than a single forecast can do.

To better appreciate the value of the HEPS, we join in a single plot all the ensemble members of the WRF forecasts and calculate the deviation from the observed peak discharge and time over the three catchments, enhancing the innovative exploration of the all WRF combinations. Following the approach of the “Peak Box” proposed by Zappa et al. (2013), figure 1 summarizes all the simulations and forecasts carried out in this study, considering on the y-axis the deviation from the observed peak discharge and on x-axis from the observed peak time, which is another important factor to be considered. The red circle is the true observation used as normalized reference; the green rhombus is the FEST-WB model simulation forced with observed data; the purple rhombi and brown rectangles are respectively the PILB-HEPS and MPS-HEPS. The warning threshold (orange dashed line) is shown in terms of cubic meters per second under or over the observed value, in order to display whether an ensemble member goes beyond or not this given alert line although its forecasted value can be far from the actual one. In fact, since hydrological alarms are given according to the threshold exceeding, this probability becomes a key factor for civil protection: i.e., we are far from what are going to observe, but we are able to predict rather well the exceeding threshold, and issue right alerts.

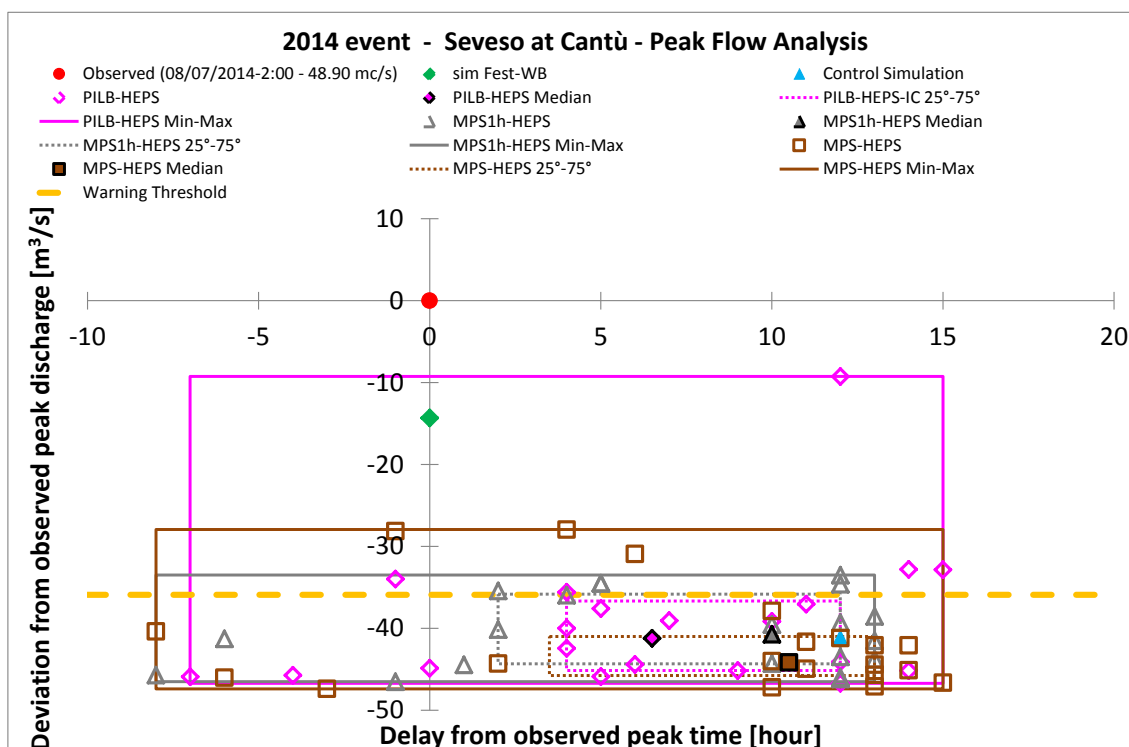


Figure 1. Peak flow analysis for the Seveso at Cantù for the 2014 event. Y-axis shows the deviation from the observed peak discharge and x-axis the deviation from the observed peak time. The green rhombi show the deviation of the FEST-WB simulations initialized with observed data, while the blue triangles are the control forecast errors. Ensemble forecast errors in terms of deviation from the observed peak discharge and time are shown with purple rhombi, brown and grey triangles for the PILB-HEPS, MPS-HEPS, and MPS1h-HEPS respectively; all deviations are normalized from the observed value (red circle).

If we take into account all the 60 WRF simulations, we count 13 ensembles at Cantù, 31 at Peregallo and 6 at Milano that exceed the warning thresholds providing a probabilistic information, which is more meaningful if compared with single forecasts, that can be addressed to local Italian civil protection agencies for preventive actions and support decision systems.

However, when a deterministic forecast is the only available one, following the approach of Theis at al. 2005, we implemented a pragmatic post-processing procedure by randomly shifting in space the precipitation field (maintaining unchanged all other forecast fields) provided by the deterministic WRF model run in order to get a cluster of different simulations.

Since the deterministic forecast can miss precipitation intensity for convective events due to mislocalization target of cells, the ensemble strategy can improve forecast, but it has high cost in terms of time and computational resources. Hence, we tested a parsimonious approach to transform deterministic forecast into pseudo-probabilistic ones. The precipitation forecast area has been shifted by 10, 20, 30, 40, and 50 km towards North, East, South, West, North-East, South-East, South-West, and North-West. Results show that 6 out of total 40 discharge simulations obtained with the “shift-ensemble” method exceed the warning threshold, giving a 15% of flood probability in the Seveso basin (Figure 2), and 32.5% in the Lambro basin at Peregallo.

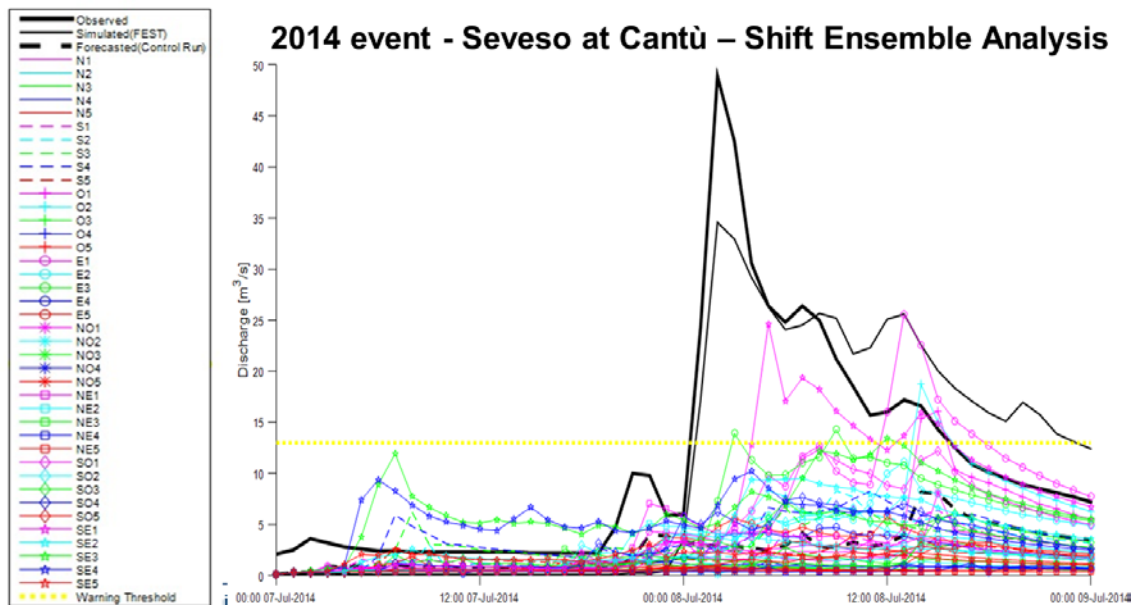


Figure 2. Discharge simulations for the Seveso at Cantù forced with the WRF control run model shifting the precipitation field with 40 different combinations.

Although the physics-based approach needs a high computational cost, it outperforms the pragmatic set of configurations, which, however, turns out to be an acceptable low-budget alternative for real time flood forecasts over small urban basins when a single deterministic run is available.

5 REFERENCE

- Ceppi, A., Ravazzani, G., Salandin, A., Rabuffetti, D., Montani, A., Borgonovo, E., Mancini, M., 2013. Effects of temperature on flood forecasting: analysis of an operative case study in Alpine basins. *Nat. Hazard Earth Sys.*, 13(4), 1051-1062. doi: 10.5194/nhess-13-1051-2013.
- Pianosi, F., Ravazzani, G., 2010. Assessing rainfall-runoff models for the management of Lake Verbano. *Hydrol. Processes*, 24(22), 3195-3205. doi:10.1002/hyp.7745
- Ravazzani, G., 2013. MOSAICO, a library for raster based hydrological applications, *Comput. Geosci.*, 51, 1-6. doi:10.1016/j.cageo.2012.08.007.
- Theis SE, Hense A, Damrath U. 2005. Probabilistic precipitation forecasts from a deterministic model: a pragmatic approach. *Meteorol. Appl.* 12: 257 – 268.
- Yang Tsun-Hua, Yang Sheng-Chi, Ho Jui-Yi, Lin Gwo-Fong, Hwang Gong-Do, Lee Cheng-Shang. (2015) Flash flood warnings using the ensemble precipitation forecasting technique: A case study on forecasting floods in Taiwan caused by typhoons. *Journal of Hydrology* 520, 367-378.
- Zappa, M., Fundel, F., Jaun, S., 2013. A ‘Peak-Box’ approach for supporting interpretation and verification of operational ensemble peak-flow forecasts. *Hydrol. Process.*, 27 (1), 117–131. DOI: 10.1002/hyp.9521.

ROLE OF A MULTIPURPOSE RESEVOIR ON FLOOD MITIGATION: THE EVENT OF AUGUST 2015 IN TUSCANY

Matteo Isola¹, Enrica Caporali¹, Giorgio Valentino Federici¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Firenze.

KEY POINTS:

- Return period estimation of extraordinary flash-flood events on 24/08/2015 in Monteroni D'Arbia, Tuscany
- Hydraulic modelling using GIS, and HEC-HMS/Hydrology and RAS for Flash Floods analysis
- Role in flood mitigation of a multipurpose reservoir

1 FLOOD EVENT ON 24/08/2015

On August 24 and 25, 2015, the Tuscany Region has been affected by a weather-hydrological event that involved the south-central Tuscany (Fig. 1a). The event started from the first hours of the night on August 24, the day affecting the northwestern parts of the region, then moved during the night-early morning to the Pisa area. Later in the morning, the event run out the territory of Pisa. An additional intense thunderstorm event was forming on the high area of the south-central Tuscany. At around 12:00-13:00 the rain decreased significantly in intensity almost on the whole area. The rainfall event resumed in the evening, on the same south-central Tuscany areas, in an even more violent way, up to the end of rainfall event occurred at around 24:00.

The most significant precipitations were registered in the province of Siena, where, in the interval of six hours, there has been a cumulative maximum rainfall of about 166 mm at the Monteroni d'Arbia rain gauge, (from the hours 6:15 to 12:15 on August 24). Based on the regional frequency analysis of extreme rainfall events, available for the Tuscany Region updated at 2012 (Caporali *et al.*, 2014), a return period of 600 years has been estimated for the 6 hours rainfall event.

The analysis of the hydrometric data recorded by monitoring regional network (CFR, 2015) shows how much of the south-central region has been affected by widespread and sudden hydrometric raises, because of heavy rainfall occurred in the day of 24 August 2015. Particularly, in portions of Arbia and Merse catchments, sub-basins of Ombrone Grossetano catchment. A double precipitation pulses, the first in the morning and the second in the evening, characterized the event: this resulted in a double peak flood (Fig. 1b) in sections upstream Ombrone Gr River, in its tributaries Arbia and Merse, with a flood event in the town of Monteroni D'Arbia (SI).

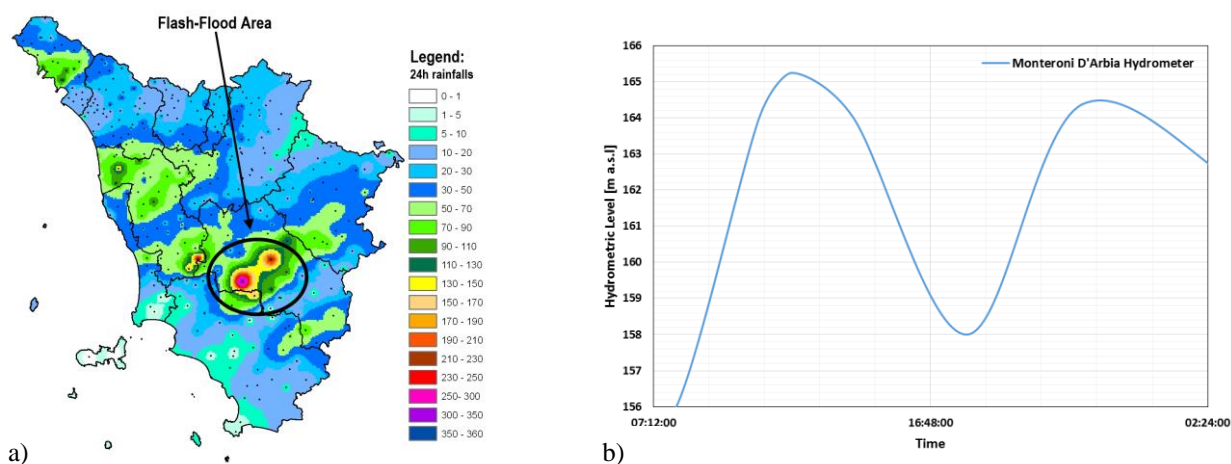


Figure 1. (a) Flash-Flood area: south-central Tuscany (CFR, 2015); (b) Hydrometric data recorded by Monteroni D'Arbia station during the flood-event (CFR, 2015).

Based on this event, the influence of a hypothetical reservoir to the mitigation of the flood risk is analyzed.

The reservoir is primarily designed to improve the management of water resources. It allows providing in continuous 400 l/s for drinking water, satisfying the water supply use of the Chianti area (AIT, 2012).

2 THE RESERVOIR

It is a multipurpose reservoir located on the Arbia Creek, upstream the confluence with Massellone Creek (Fig. 2a). The Arbia catchment upstream the reservoir is about 57 km², with elevation range between 665 and 262 m a.s.l., and an average elevation of 452 m a.s.l.. The reservoir has a capacity of 11·10⁶ m³ at the altitude of 293.2 m a.s.l (maximum storage height) as follows:

- Adjustment volume of 6.8·10⁶ m³ at the elevation of 289.5 m a.s.l.;
- Lamination volume of 4.2·10⁶ m³ above the elevation 289.5 m a.s.l.;

The reservoir provides protection against the hydraulic risk with a lamination capacity of efficiency 53% for a design flood event of 3000 years of return period.

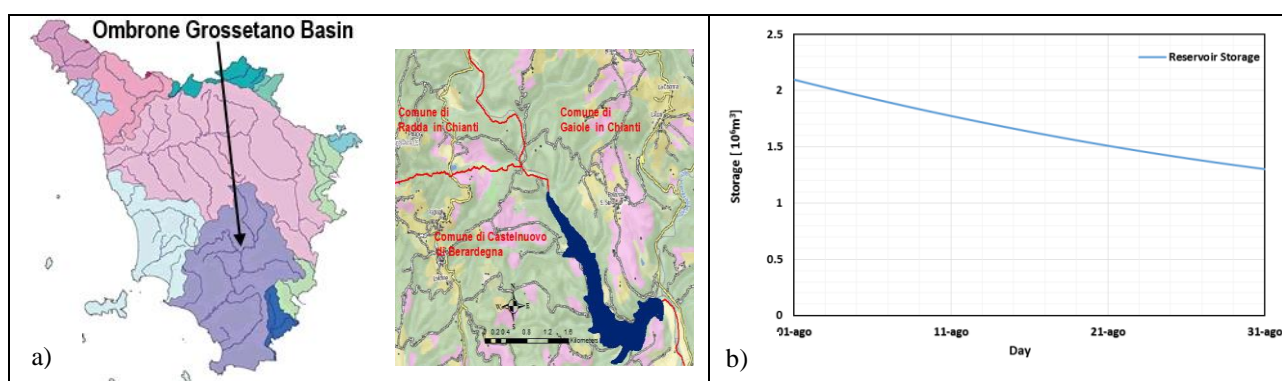


Figure 2. (a) Reservoir Area; (b) Reservoir Day-Storage Curve on August of an average hydrologic year.

3 THE RESERVOIR EFFICIENCY TO MITIGATE THE FLOOD RISK

In order to evaluate the potential of the reservoir efficiency to mitigate the flood risk, using GIS, Hec-GeoHms and Hec-GeoRas a hydrologic model and hydraulic model were developed, able to deduce the variation of the hydrometric level in Monteroni D'Arbia during the event, both as regards the current state, both for the reservoir design situation (Fig. 3).

Whereas the period in which the event, the initial volume of the reservoir occurred it would be about 1200·10³ m³ (Fig. 2b). To increase safety, the initial volume of the reservoir is set to 2000·10³ m³.

Looking at the graph in Figure 3, we can make considerations on the development of the outflows. The two precipitation pulses produced two flood waves. Each one has a hydrometric peak, measured in Monteroni D'Arbia hydrometer station, above the flooding level (personal communication of the Tuscany Hydrological Service).

The reservoir can laminate the second flood wave and can bring its hydrometric peak above the critical level, but below the flood level, thus contributing substantially to the hydraulic risk mitigation.

The presence of the reservoir allows finding out which areas belong the outflows of the two waves. The first flood wave has produced by the outflows from the first precipitation pulse fall downstream the reservoir (Fig 3. Monteroni D'Arbia rain gauge). In fact, as can be seen from the graph, the reservoir does not influence the water levels due to this first wave.

The second flood wave depends on the outflows produced by the second wave of precipitation, fall downstream the reservoir that is going to add up the outflows produced by the precipitation falling upstream of the dam (Fig 3. Radda in Chianti rain gauge). Therefore, it is significative that in the event there is a coincidence between the times of concentration of runoff by the outflows by the precipitation falling upstream the reservoir and the outflows by the second rain pulse falling downstream the reservoir. This combination caused the second hydrometric that was mitigated by the presence of the reservoir.

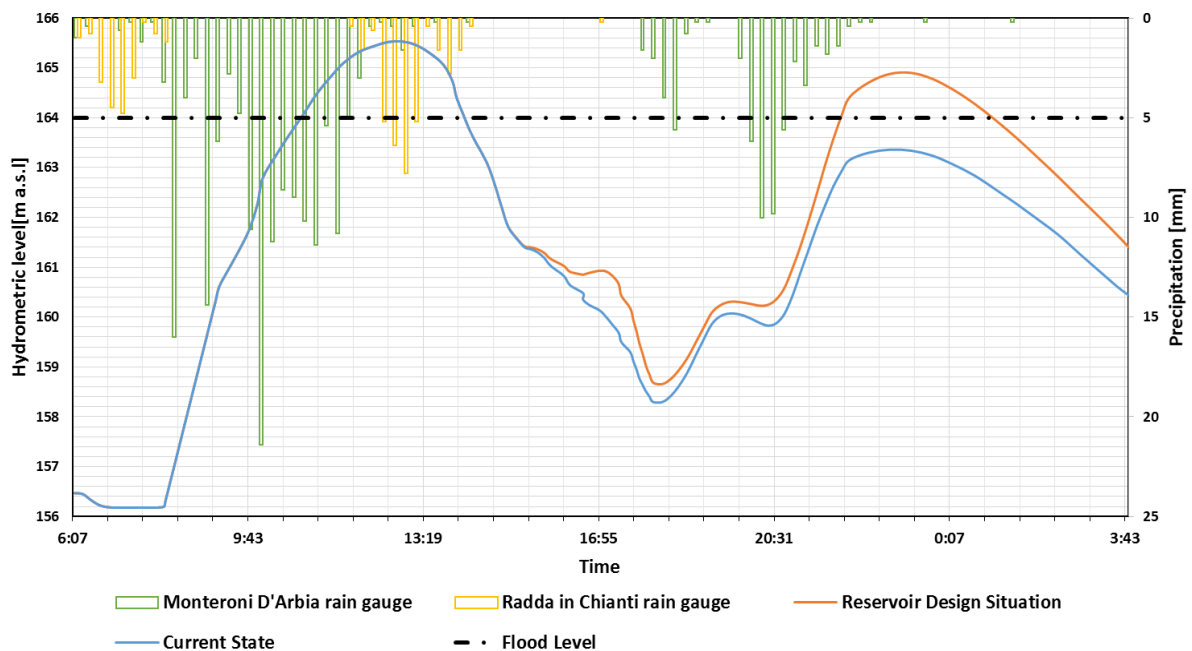


Figure 3. The variation of the hydrometric level in Monteroni D'Arbia during the event, both as regards the current state, both for the reservoir design situation.

Looking at the Fig. 4, we can see that the whole inflow is contained in the reservoir and the total volume is $1.2 \cdot 10^6 m^3$. The reservoir has not reached the maximum storage height and it could contain other inflow. Even if we had been in an initial situation of storage height adjustment, the flow rate flowed would have been laminated. In fact, the volume of lamination is of $4.2 \cdot 10^6 m^3$, well above the incoming volume during the event.

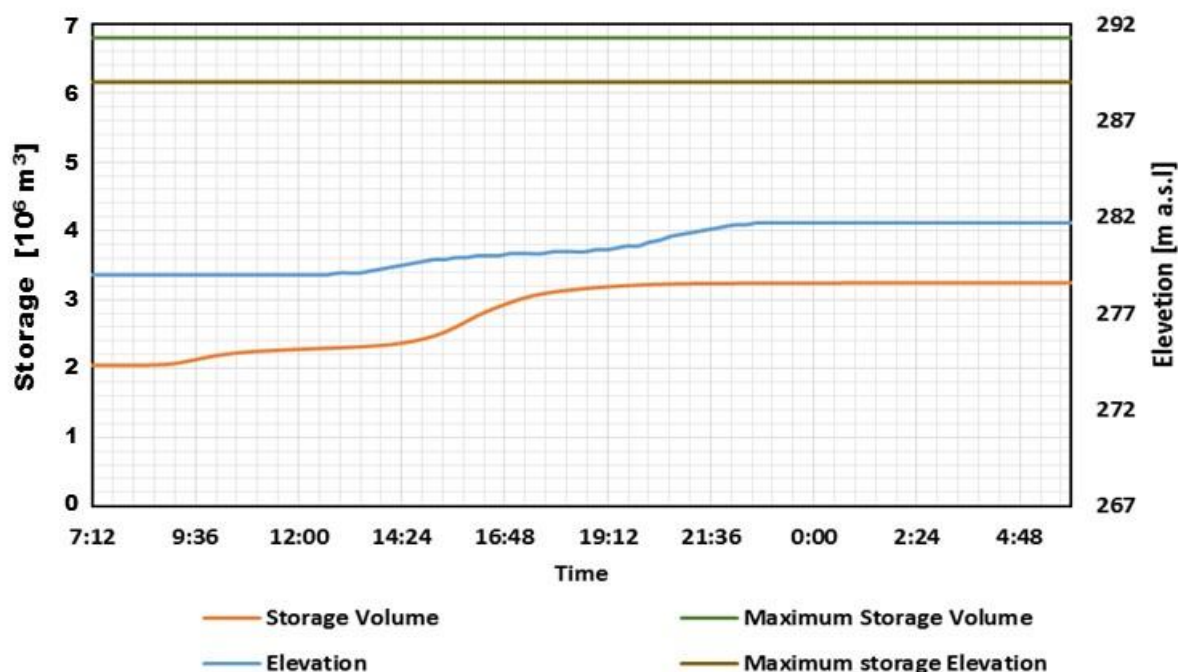


Figure 4. Storage and elevation of the reservoir during the flood-event

REFERENCE

- AIT- Autorità Idrica Toscana. Il Piano degli interventi strategici. Technical report, 2014.
- Borah, D.K. & Bera, M. Watershed-scale hydrologic and nonpoint-source pollution models: review of mathematical bases. Transactions of the ASAE: American Society of Agricultural Engineers, 46(6): 1553:1566, 2003.
- Braca, G. Linee guida per l'analisi e l'elaborazione statistica di base delle serie idrologiche. ISPRA, 2013.
- Bras, R.L. Hydrology, an introduction to hydrologic science. 1990.
- Caporali, E., Chiarello, V. & Rossi, G. Analisi di frequenza regionale delle precipitazioni estreme. Technical report, Regione Toscana in collaborazione con Università degli Studi di Firenze, 2014.
- CFR - Centro Funzionale Regionale della Regione Toscana, Report evento meteo-idrologico 24-25 agosto 2015. Technical Report, 2015.
- Chow, V.T., Maidment, D.R. & Mays, L.W. Applied hydrology, 1988.
- De Roo, A.P.J., Wesseling, and C.J. Ritsema. Lisem: a single-event physically based hydrological and soil erosion model for drainage basins: I: Theory, input and output. Hydrological Processes, 10, 1996.
- De Roo, A.P.J., Wesseling, C.G. & Ritsema, C.G. Lisem: a single-event physically based hydrological and soil erosion model for drainage basins: I: Theory, input and output. Hydrological Processes, 10, 1996.
- McEnroe, B.M. Guidelines for continuous simulation of streamflow in Johnson County, Kansas (USA), with Hec-Hms. Johnson County Public Works and Infrastructure Stormwater Management Program, June 2010.
- Montanari, A. & Toth, E. Calibration of hydrological models in the spectral domain: an opportunity for scarcely gauged basins? Water Resources Research, 43, 2007.
- Nash, J., Sutcliffe, J. River flow forecasting through conceptual models, part 1: a discussion of principles. J. Hydrol, 10:282–290, 1970.
- Todini, E. Rainfall-runoff modelling – past, present and future. Journal of Hydrology, pages 341–352, 1988.

MODELLAZIONE IDRAULICA BIDIMENSIONALE PER LA MAPPATURA E LA DIFESA DELLE AREE ALLAGABILI: UN CASO DI STUDIO

Sara Venturi ¹, Silvia Di Francesco ², Chiara Biscarini ³ & Piergiorgio Manciola ¹

(1) DICA, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia; (2) Università degli Studi Niccolò Cusano, Roma; (3) WARREDOC, Università per Stranieri di Perugia

ASPETTI CHIAVE

- La valutazione del rischio idraulico e il progetto delle opere per la difesa idraulica richiedono procedure di simulazione adeguate alla scala di analisi territoriale e alla rilevanza socio economico dell'area di studio.
- L'utilizzo di modelli semplificati shallow water supera la modellazione tradizionale basata su simulazioni 1D per accuratezza e precisione con costi computazionali sostenibili.
- Il lavoro sperimenta l'utilizzo di modelli 2D completi per la simulazione idraulica di aree alluvionali estese (1000 ha) e per la verifica di interventi di difesa strutturali e non, evidenziando le criticità I/O.

1 PREMESSA

Il problema della difesa del territorio dal Rischio Idrogeologico o, più specificatamente, dal Rischio da Alluvione è diventato, negli ultimi decenni, sempre più grave e urgente; le ragioni di ciò sono da ricercarsi, più che in un effettivo mutamento delle condizioni climatiche, nella sempre maggior estensione delle aree urbanizzate, che spesso hanno interessato zone di pertinenza fluviale, aumentando così entità e vulnerabilità dei beni esposti al rischio d'inondazione (Manciola *et al.*, 2003). Il presente contributo propone un approccio modellistico che simuli in modo efficiente e realistico il comportamento idrologico - idraulico di un corso d'acqua, con il fine di individuare opportune strategie d'intervento per la gestione del Rischio da inondazione. La valutazione quantitativa del Rischio è basata sull'utilizzo di curve di vulnerabilità (curve di danno) dei beni interessati dalle alluvioni, in accordo con l'attuazione della Direttiva Europea 2007/60/CE. Tale approccio è stato applicato ad un caso di studio particolarmente articolato per estensione e presenza di infrastrutture civili al fine di valutare l'applicabilità di un modello 2D completo nella gestione dei dati di input/output, per diversi scenari caratterizzati dalla presenza di differenti soluzioni strutturali e differenti capacità di laminazione. Il caso di studio considerato, che viene proposto come benchmark per applicazioni simili, riguarda il Torrente Cerfone, affluente del Fiume Tevere nel territorio della regione Toscana. La zona studiata interessa il fondo valle del torrente, a partire da circa un chilometro a monte del ponte di Scandolaia, posto in prossimità del centro abitato Le Ville, fino a circa 500 m a valle del ponte di Mercatale. L'area è una zona ad elevato Rischio Idraulico; infatti, la complessa conformazione morfologica della pianura alluvionale, caratterizzata da restringimenti naturali e dalla presenza di numerose opere stradali di attraversamento che ostruiscono la sezione disponibile al deflusso, comporta l'allagamento periodico dei piccoli centri abitati sorti nella pianura alluvionale del torrente anche in presenza di eventi meteorologici con tempi di ritorno non particolarmente elevati.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Modello Idrologico semi-distribuito a scala di bacino ALTO HEC - HMS

Il modello idrologico, implementato in HEC-HMS®, è stato sviluppato come un modello semi-distribuito a scala di bacino. Le piogge di assegnata frequenza, la loro distribuzione spazio temporale, la stima delle perdite di precipitazione e la trasformazione afflussi - deflussi sono stati valutati in accordo con le direttive del modello ALTO (ALLuvioni Toscana) elaborato dal Servizio Idraulico della Regione Toscana. Il calcolo della pioggia netta si basa sul metodo dell'indice ϕ - *initial abstraction*; la trasformazione *rainfall-runoff* sull'idrogramma unitario istantaneo di Nash, i cui parametri derivano dalle caratteristiche geomorfologiche del bacino. L'input meteorico è stato ricavato utilizzando le nuove Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica della Regione Toscana aggiornate al 2012 (DGRT 1133/2012) ed è rappresentato da uno ietogramma sintetico, uniforme sull'intero bacino idrografico, costante nel tempo e di durata pari a quella critica. Il valore critico di tale durata, coincidente con quello che massimizza la portata di piena in

corrispondenza della sezione di chiusura, è stato ottenuto attraverso un insieme di simulazioni caratterizzate da durate di pioggia crescenti, al variare del tempo ritorno. Le simulazioni idrologiche, per i diversi scenari, sono state condotte per i tempi di ritorno $TR=50, 100, 200, 500$ anni e sono relative al bacino idrografico del Torrente Cerfone, schematizzato con 25 bacini elementari, con sezione di chiusura coincidente con il ponte di Mercatale.

2.2 Modello Idraulico secondo le equazioni bidimensionali shallow water

Per simulare in moto vario l'evoluzione del fenomeno di piena, è stato utilizzato il modello numerico ai volumi finiti che risolve le equazioni bidimensionali complete, *shallow water*, (SW) o “delle acque basse” (RiverFlo2d, Hydronia ®). Il dominio di calcolo è stato schematizzato con una griglia ad elementi triangolari, non strutturata, a risoluzione variabile. Le equazioni SW derivano dall'integrazione sulla verticale delle equazioni di Navier Stokes e risolvono il moto utilizzando come incognite l'altezza dell'acqua e le velocità sul piano orizzontale, trascurando velocità, accelerazioni verticali e flussi secondari. L'utilizzo di un modello alle SW permette di superare i limiti caratteristici di una modellazione monodimensionale, senza gli oneri computazionali di una modellazione tipicamente 3D. Infatti, l'utilizzo di un modello monodimensionale può essere fortemente inaccurato in flussi complessi, non riuscendo a rappresentare, nell'estensione spaziale delle inondazioni, i valori della profondità e della velocità del flusso (Biscarini *et al.*, 2010). Nel modello, le perdite per contrazione ed espansione dovute alla presenza dei ponti sono risolte inserendo un ulteriore contributo, espresso con la formulazione di Borda-Carnot, nel termine sorgente dell'equazione in forma conservativa delle SW; tale formulazione, generalmente utilizzata nelle correnti in pressione, è stata generalizzata per l'impiego nei canali naturali (Ratia *et al.*, 2014).

3 RISULTATI

Per verificare l'applicabilità del modello di calcolo SW a situazioni morfologicamente ed idraulicamente complesse, sono stati simulati i seguenti scenari: i) stato attuale del torrente e delle aree golenali (scenario 1); ii) configurazione con una, cinque e nove casse di espansione, laterali al corso d'acqua (rispettivamente, scenario 2, 3, 4); iii) configurazione con arginatura a protezione del centro abitato di Mercatale, a partire dalla confluenza del torrente Centena (scenario 5). Le analisi svolte hanno evidenziato che, nello scenario 1, le aree golenali del T. Cerfone a monte della confluenza del T. Centena risultano sempre inondate per tutti i tempi di ritorno analizzati, realizzando dei bacini di laminazione naturali che contribuiscono ad abbassare in modo significativo il picco dell'idrogramma di piena in arrivo a Mercatale (riduzione della portata al colmo 33% per $TR=200$). Gli scenari 2, 3, 4, che prevedono l'incremento delle aree attrezzate con casse di laminazione, mostrano un progressivo aumento dell'effetto di laminazione, con una riduzione delle portate al colmo riferita al $TR=200$ anni rispettivamente pari a 38%, 52% e 63% (Figura 1a).

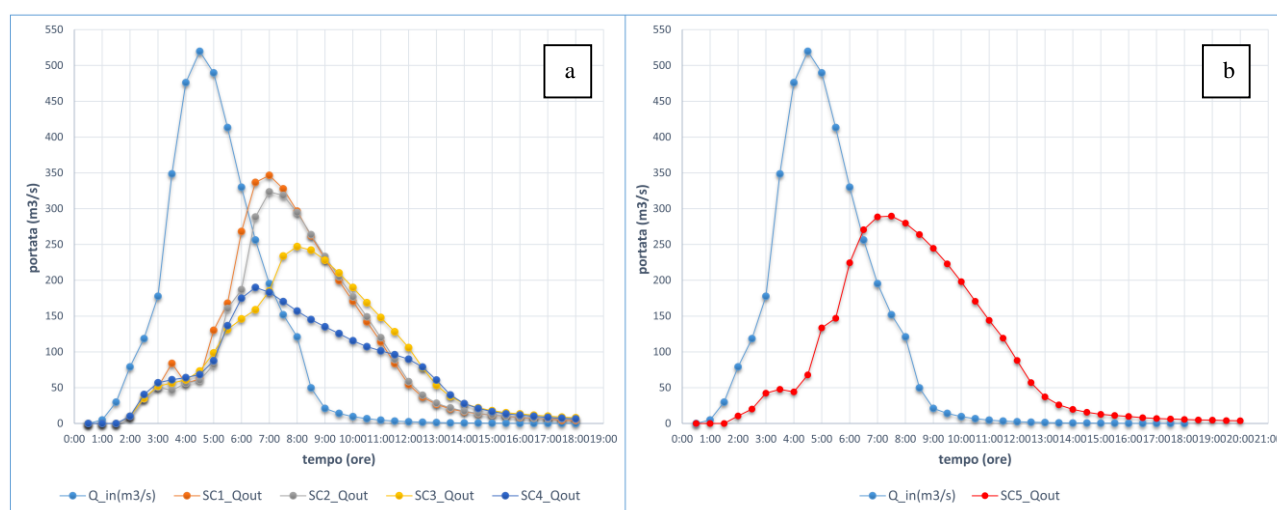


Figura 1. a) Idrogrammi di ingresso (Q_{in}) e in uscita (Q_{out}) per gli scenari 1, 2, 3, 4, ($TR=200$); b) Idrogramma di ingresso (Q_{in}) e in uscita (Q_{out}) per lo scenario 5, ($TR=200$)

La presenza dell'argine (scenario 5) diminuisce la sezione disponibile al deflusso in corrispondenza dell'immissione del T. Centena nel T. Cerfone, provocando un innalzamento del tirante a monte del ponte di Mercatale, una conseguente maggiore inondazione in corrispondenza delle aree golenali e, dunque, una maggiore laminazione della portata (Figura 1b). Il valore di picco della portata diminuisce notevolmente rispetto allo stato attuale (33% nello scenario 1 e 44% nello scenario 5, per TR=200); tuttavia, la presenza dell'argine provoca comunque un innalzamento di circa 40 cm del tirante, non trascurabile rispetto allo scenario 1, in corrispondenza del ponte, provocandone la tracimazione. In Figura 2, per gli scenari 1, 2, 5, sono rappresentati i tiranti massimi raggiunti dall'acqua per TR=200.

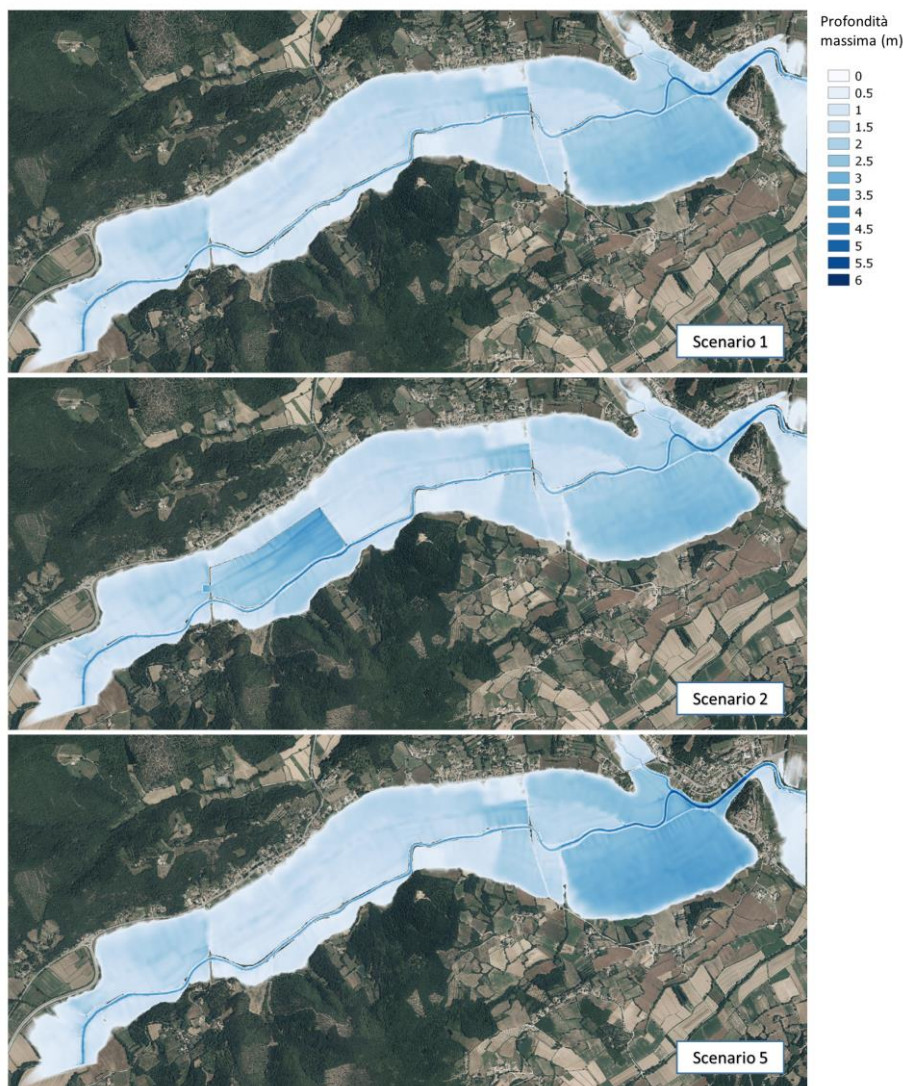


Figura 2. Massima altezza raggiunta dall'acqua in corrispondenza dell'area inondata per TR=200, Scenari 1, 2, 5

Più in dettaglio, dal confronto tra i valori di portata in entrata e in uscita nello Scenario 1 e nello Scenario 2, si evince che la presenza di una sola cassa di espansione contribuisce in modo non rilevante a ridurre il colmo di piena e, conseguentemente, il tirante a Mercatale, rispetto alla situazione naturale. Nella simulazione relativa allo scenario 3, sono le casse poste più a monte a dare un contributo significativo alla laminazione dell'onda di piena, con un rilevante abbassamento del picco dell'idrogramma per i tempi di ritorno TR=100, TR=200, TR=500 anni ed un conseguente maggiore abbassamento del tirante. Le casse aggiunte nello scenario 4 contribuiscono ad abbassare il colmo di piena soprattutto per i tempi di ritorno TR=200 e TR=500 anni, mentre per i tempi di ritorno minori il loro contributo è meno rilevante (Figura 3).

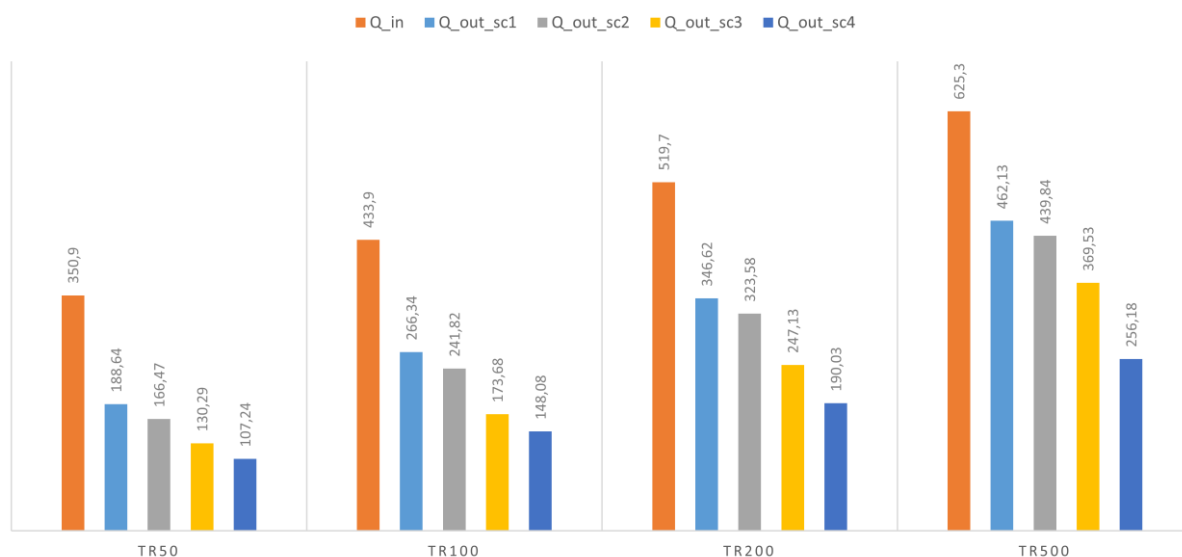


Figura 3. Abbassamento della portata in uscita (Q_{out}) rispetto alla portata in entrata (Q_{in}) per diversi tempi di ritorno e gli scenari 1, 2, 3, 4. I valori della portata sono espressi in m^3/s .

4 DISCUSSIONE

La mappatura delle aree a rischio inondazione costituisce uno strumento indispensabile per la pianificazione territoriale e per la progettazione ingegneristica delle opere civili di difesa del territorio. La metodologia proposta, applicata al caso di studio, ha dimostrato essere efficace ed accurata e di fornire output (raster dei tiranti massimi e campi di moto) utilizzabili in modo diretto per la valutazione quantitativa del Rischio, basata sull'utilizzo delle curve di danno, noto l'uso del suolo nelle aree di interesse.

L'algoritmo di calcolo utilizzato ha dimostrato un elevato grado di affidabilità computazionale, sia nella gestione dei dati input, sia nella interpretazione dei dati output che ne consente il facile impiego per valutare in modo comparativo scenari alternativi. La modellazione *shallow water* delle aree inondabili supera ampiamente i limiti e le schematizzazioni richieste nella modellazione 1D, riducendone in modo radicale la discrezionalità richiesta nella formulazione geometrica del modello idraulico. Il caso di studio analizzato costituisce, infine, una validazione diretta dell'applicabilità anche ad aree estese della modellazione 2D con costi computazionali (tempo macchina/postazioni hardware) sicuramente sostenibili rispetto alla qualità dei risultati.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Biscarini, C.; Francesco, S. Di & Manciola, P. CFD modelling approach for dam break flow studies. *Hydrology and Earth System Sciences*, 2010, 14.4: 705-718.
- Manciola, P., Biscarini, C. & Cingolani, A., La mappatura delle aree inondabili. *Proceedings of "Riqualificazione, Difesa Idraulica e Recupero Ambientale delle Sponde Fluviali"*, Perugia, Italia, 26-28 May 2003.
- Provincia di Arezzo – Servizio difesa del suolo & CIPLA – Centro Interuniversitario per l'Ambiente, Università degli Studi di Perugia, *Valutazione della potenziale capacità di laminazione di un bacino antropizzato: applicazioni al caso di studio della valle del Torrente Cerfone a monte dell'abitato di Mercatale Monterchi*, Relazione Idrologica, 2014.
- Provincia di Arezzo – Servizio difesa del suolo & CIPLA – Centro Interuniversitario per l'Ambiente, Università degli Studi di Perugia, *Valutazione della potenziale capacità di laminazione di un bacino antropizzato: applicazioni al caso di studio della valle del Torrente Cerfone a monte dell'abitato di Mercatale Monterchi*, Relazione Idraulica, 2016.
- Ratia, H., Murillo, J.; García-Navarro, P. Numerical Modelling of Bridges in 2d shallow water flow simulations. *International Journal For Numerical Methods In Fluids*, 2014, 75.4: 250-272.

SVILUPPO DI UN MODELLO PROTOTIPALE PER LA PROPAGAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA IN ALVEO E VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI ESONDAZIONE DEL FIUME BRADANO

A. Cantisani¹, S. F. Dal Sasso¹, L. Giuzio¹, L. Mancusi², S. Manfreda³, G. De Costanzo⁴, A. Sole³

(1) Consorzio Interuniversitario per l'Idrologia (CINID), Via dell'Ateneo Lucano 10, 85100 Potenza – andrea.cantisani@unibas.it, silvano.dalsasso@cinid.it, giuzio.luciana@gmail.com; (2) Dipartimento Sviluppo sostenibile e Fonti Energetiche (SFE), Ricerca sul Sistema Energetico - RSE S.p.A. Via Rubattino, 54 - 20134 Milano - leonardo.mancusi@rse-web.it; (3) Università degli Studi della Basilicata, Via dell'Ateneo Lucano 10, 85100 Potenza - salvatore.manfreda@unibas.it, aurelia.sole@unibas.it; (4) Dipartimento Presidenza - Regione Basilicata, 85100 Potenza - giovanni.decostanzo@regione.basilicata.it.

ASPETTI CHIAVE:

- Implementazione di un sistema di previsione delle piene in tempo reale per il CFD della Regione Basilicata.
- Calibrazione di modelli idrologici e idraulici e definizione delle soglie idrometriche di allerta nel bacino del fiume Bradano.
- Utilizzo in tempo reale dei modelli per la valutazione degli scenari di rischio con differente livello di criticità.

1 PREMESSA

Il presente lavoro si inserisce all'interno delle attività condotte nell'ambito dell'accordo di collaborazione scientifica stipulato tra la Regione Basilicata - Dipartimento Presidenza e il Consorzio Interuniversitario per l'Idrologia (CINID), finalizzato allo sviluppo di procedure per la prevenzione e la previsione del rischio idrologico-idraulico. Durante l'inverno 2010-2011, la regione Basilicata è stata colpita da eventi alluvionali di particolare intensità che hanno interessato la foce del fiume Bradano causando esondazioni nella zona a monte della S.S. 106 fino al mare e disastrose conseguenze ad abitazioni, villaggi turistici, lidi, linee ferroviarie e stradali e ad aziende agricole e zootecniche. Tali eventi, insieme a quelli più recenti di ottobre e dicembre 2013, hanno evidenziato che le zone vallive prospicienti alla foce, a cavallo dei fiumi Bradano e Basento, rappresentano punti di elevata criticità rispetto al rischio idraulico, sui quali è utile focalizzare indagini specifiche e approfondimenti. Da qui l'esigenza di implementare un modello prototipale di propagazione in alveo dell'idrogramma di piena di supporto alle decisioni del Centro Funzionale Decentrato della Regione Basilicata, che consentisse, utilizzando i dati trasmessi dalle stazioni idrometriche e pluviometriche presenti all'interno dei bacini in esame, di effettuare simulazioni in tempo reale degli eventi di piena per poter stimare i livelli idrometrici attesi in determinate sezioni di monitoraggio e confrontarli con le soglie idrometriche di allerta individuate.

2 IL MODELLO DI PROPAGAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA

Per la presente applicazione si è fatto ricorso al modello HaltFlood (Mancusi, 2012), già applicato al bacino del fiume Piave (Mancusi et al., 2013), sviluppato nell'intento di fornire un sistema di supporto alla predisposizione di piani di laminazione dinamica delle piene e alla gestione idraulica degli sbarramenti. Tale modello simula gli apporti d'acqua previsti collegando le uscite di un modello di previsione meteorologica agli input del modello idrologico AD2 (Fiorentino e Manfreda, 2004). Per i dati di base è stato organizzato un apposito geodatabase il cui modello dei dati è stato derivato dall'ArcGis Hydro Data Model della ESRI (Maidment, 2001), che è una proposta di organizzazione delle informazioni rilevanti ai fini della modellazione idrologica-idraulica. Come tutti i geodatabase esso consente di combinare in maniera integrata dati alfanumerici con dati geografici all'interno di un database. Inoltre, l'inserimento e la modifica dei dati (alfanumerici e geografici) è maggiormente controllata grazie alla possibilità di vincolarli a regole di validità. La struttura dati ArcHydro è stata studiata per sfruttare al meglio le opportunità offerte dal geodatabase quali la descrizione degli elementi, le relazioni fra essi e il supporto ai modelli.

Il modello di propagazione adotta una schematizzazione del bacino in rami e nodi connessi tra loro, ciascun descritto da uno o più modelli matematici specifici, mediante i quali si simulano i vari processi che intervengono nel fenomeno di formazione della piena (Tabella 1). I nodi possono rappresentare i sottobacini,

i punti di confluenza di due o più rami o i punti in cui è ubicato un serbatoio; i rami sono i corsi d'acqua principali nei quali avviene la propagazione.

Oggetto	Tipo	Processo simulato	Metodo
NODO	Centroide bacino	Generazione deflusso	AD2 (Fiorentino & Manfreda, 2004)
	Uscita serbatoio	Laminazione diga	Modello scarichi diga
	Giunzione	Deflusso	Somma idrogrammi
RAMO	Collegamento tra nodi	Propagazione	Muskingum

Tabella 1. Oggetti e metodi per la simulazione dei processi idrologici.

Il modello afflussi-deflussi AD2 (Fiorentino & Manfreda, 2004) è di tipo concettuale a parametri concentrati fisicamente basati. In esso il bacino idrografico è schematizzato come un bucket rappresentativo del suolo idrologicamente attivo e considera le seguenti componenti idrologiche: 1) la precipitazione; 2) l'infiltrazione negli strati superficiali del suolo; 3) il deflusso superficiale; 4) il deflusso sub-superficiale; 5) la percolazione profonda. Lo stato di umidità iniziale del suolo viene valutato utilizzando i dati delle precipitazioni misurate nei giorni precedenti. Il modello dell'invaso simula la laminazione dell'onda di piena nel serbatoio mediante un modulo di calcolo che utilizza le equazioni di continuità alla diga, la curva dei volumi di invasore e le leggi d'efflusso delle opere di scarico. Per la propagazione delle portate nei rami principali il modello adotta il metodo di Muskingum (Cunge, 1969). Tale metodo è comunemente utilizzato in idrologia per valutare la propagazione basata sulla relazione fra portata e volume invasore.

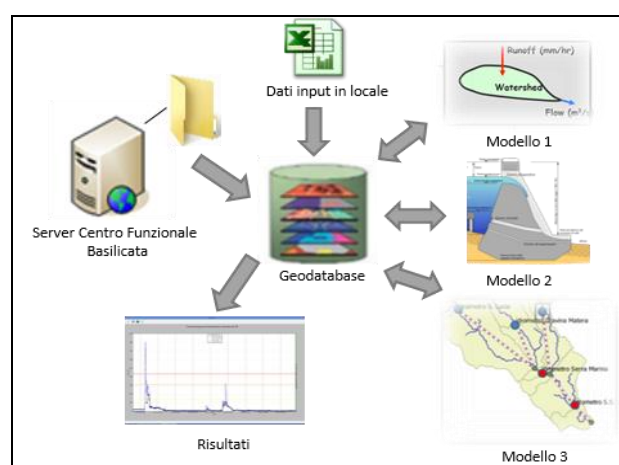


Figura 1. Schematizzazione del sistema di previsione delle piene in tempo reale.

Il codice di calcolo, implementato in linguaggio Python ed eseguibile mediante l'interfaccia di QGIS, può essere utilizzato in due differenti modalità di simulazione: in tempo reale, utilizzando le serie temporali dei dati osservati per ottenere le previsioni di deflusso e in tempo differito, per simulare eventi storici. La simulazione in tempo reale prevede il collegamento al server della Protezione Civile, il download delle misure aggiornate della rete di monitoraggio e la successiva memorizzazione delle informazioni all'interno del geodatabase. I dati idro-pluviometrici sono successivamente sottoposti ad una procedura automatica in tempo reale di controllo della qualità che utilizza filtri logici e di interpolazione temporale. La simulazione in tempo reale dei livelli idrici attesi a valle viene effettuata utilizzando una finestra temporale di simulazione che, a partire dall'istante temporale considerato, racchiude le 72 ore antecedenti e un orizzonte temporale di

previsione di circa 14 ore, pari al tempo di propagazione stimato della piena a valle.

3 APPLICAZIONE AL BACINO DEL FIUME BRADANO

3.1 La struttura topologica del modello

La costruzione dello schema topologico del bacino oggetto di studio è stata condotta in modo semi-automatico in ambiente GIS a partire dalle caratteristiche morfologiche del bacino. Nella figura seguente è rappresentato lo schema di rete adottato per le simulazioni, le denominazioni dei nodi di calcolo e dei singoli rami.

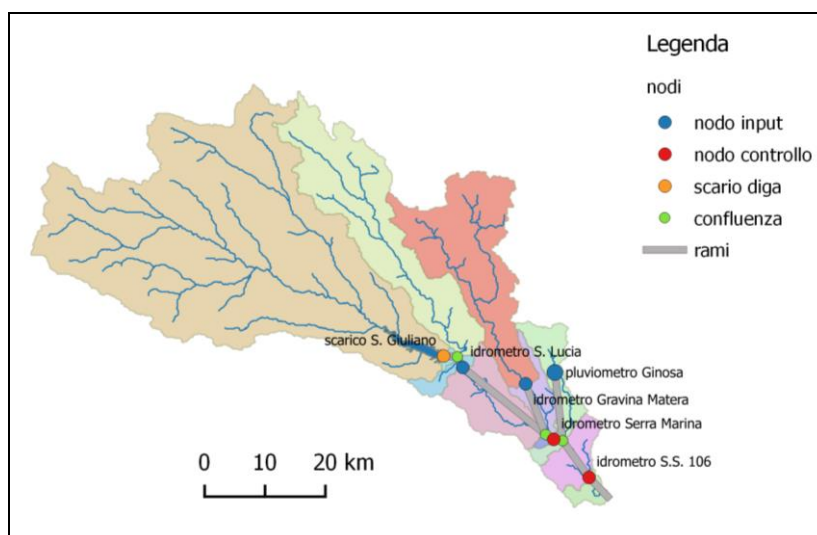


Figura 2. Schematizzazione del bacino del fiume Bradano in cui sono evidenziati i principali nodi di input e di controllo.

3.2 La definizione delle soglie idrometriche di allerta

Le soglie idrometriche nelle sezioni monitorate del fiume Bradano utili ai fini dell'allertamento sono state definite pari alla portata a piene sponde stimata mediante il modello idraulico monodimensionale HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center*, 2010). Detta portata, calcolata alla foce, corrisponde a circa 750 m³/s e presenta un periodo di ritorno di circa 2 anni secondo il rapporto VAPI (*Claps & Fiorentino*, 2005). I livelli di criticità delle soglie idrometriche sono ottenuti attraverso il rapporto tra le portate di riferimento e il valore critico, Q/Q_c . In particolare, tale rapporto è stato assunto pari a: $X_1=0.2$ per la soglia ordinaria; $X_2=0.4$ per la soglia moderata; e $X_3=0.6$ per la soglia elevata. I valori di soglia sono stati successivamente validati attraverso una back-analysis dei dati rilevati alle stazioni di monitoraggio valutando il numero di superamenti osservato per ciascun livello di soglia e la presenza di fenomeni di criticità a valle. Tali informazioni sono state ricavate dalla raccolta e dall'analisi critica delle informazioni storiche presenti in letteratura ed in particolare dal webgis EvAIMet (Eventi Alluvionali e precipitazioni meteoriche eccezionali del Metapontino) e da alcune segnalazioni da parte di cittadini o Enti locali reperite presso gli archivi della Protezione Civile Basilicata.

3.3 La calibrazione del modello e l'utilizzo in tempo reale

Il modello di propagazione è stato applicato al bacino in studio considerando gli anni dal 2013 al 2015, periodo in cui si sono verificati diversi eventi alluvionali significativi (*Manfreda et al.*, 2015). Di particolare interesse è l'evento meteorico che ha coinvolto il Metapontino nella provincia di Matera, dal 30 novembre al 2 dicembre 2013, con precipitazioni intense e valori cumulati superiori ai 200 mm in diversi pluviometri. L'esondazione dei fiumi del versante jonico e la tracimazione dei canali di bonifica hanno causato l'interruzione di strade provinciali e della S.S. 106 Jonica, allagamenti nei centri abitati di Policoro e

Metaponto e nel parco archeologico, con ingenti danni all'agricoltura. L'evento di piena ha rappresentato un'occasione per la verifica delle soglie idrometriche utilizzate presso il CFD, nonché del modello implementato.

Di seguito sono riportati alcuni grafici relativi alla calibrazione del modello durante l'evento in oggetto per la stazione di Serra Marina (Figura 3a). Nel marzo 2015, il modello è stato poi applicato in validazione in corso d'evento al fine di prevedere i livelli idrici nelle sezioni a valle. In Figura 3b sono rappresentati le previsioni ottenute con la simulazione effettuata il 28 marzo 2015 con un orizzonte temporale di circa 14 ore per la stazione ubicata alla S.S. 106.

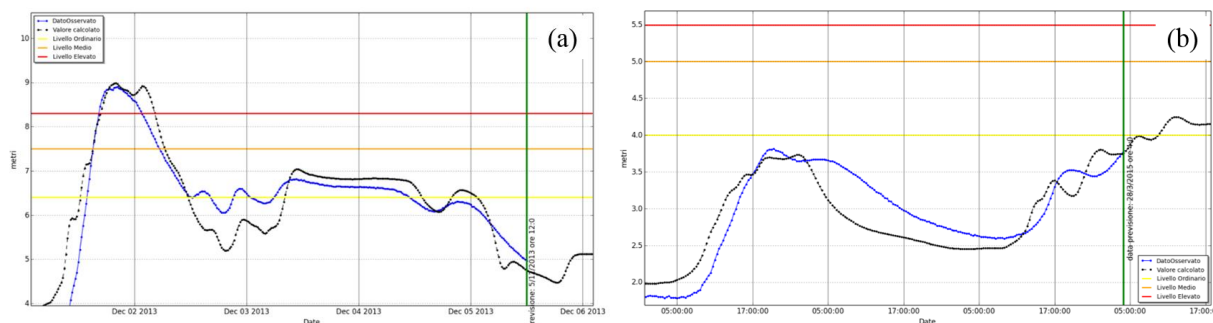


Figura 3. Confronto livelli idrici osservati e simulati alla stazione di Serra Marina durante l'evento di dicembre 2013 (a); simulazione in tempo reale dei livelli idrici attesi alla stazione S.S. 106 durante l'evento di marzo 2015 (b).

4 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato presentato un modello di propagazione delle piene in tempo reale nel bacino del fiume Bradano utile per le finalità di protezione civile. L'analisi degli eventi occorsi nel recente passato ha consentito di caratterizzare il comportamento dinamico delle piene nel bacino in studio e di effettuare una prima fase di calibrazione del modello e di verifica delle sue capacità predittive. La modellistica idrologica-idraulica è stata calibrata sulla base di un evento di piena del dicembre 2013 con tempo di ritorno pari a circa 2 anni. Successivamente, il modello è stato utilizzato per effettuare una prima simulazione previsionale, considerando i dati relativi ad un evento di piena registrato nel marzo 2015. Il sistema implementato e le soglie di allerta sperimentate si sono dimostrate un efficace strumento di supporto alle decisioni per la gestione delle allerte presso il Centro Funzionale Decentrato della Regione Basilicata.

5 BIBLIOGRAFIA

- Claps, P., Fiorentino, M., Valutazione delle piene in Italia. Rapporto di sintesi per la Regione Basilicata (bacini del versante ionico), GNDCI-CNR, 2005.
- Cunge, J. A., On the Subject of a Flood Propagation Computation Method (Muskingum Method), Journal of Hydraulic Research, v.7, no. 2, p. 205-230, 1969.
- Fiorentino, M., S. Manfreda, La stima dei volume di piena dell'Adige a Trento con riferimento al rischio inondazione, 29° Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche – Trento 7-10 settembre 2004.
- Hydrologic Engineering Center, Institute for Water Resources, U.S. Corps of Engineers, HEC-RAS River Analysis System, User's Manual, Version 4.1, CPD-68, Davis, CA, 2010.
- Maidment, D.R., ArcGIS Hydro Data Model - 21st Annual ESRI User Conference San Diego, California, July 2001.
- Mancusi, L., Sviluppo e applicazioni del sistema SW HALTFLOOD, Rapporto RdS RSE 12000345, 2012.
- Mancusi, L., Saccardo, I., Cesca, M., Vianello, A. & Gasparetto, D., Application of the software HaltFlood to the Piave River basin in Italy. 9° ICOLD Europeab Club Symposium – Sharing Experience for Safe and Sustainable Water Storage – 10-12 April 2013 Venice, Italy.
- Manfreda, S., Sole, A., De Costanzo, G., Le precipitazioni estreme in Basilicata, Editrice Universosud Società Cooperativa, 2015.

EBA4SUB: STIMA DELL'IDROGRAMMA DI PIENA PER PICCOLI BACINI NON STRUMENTATI

Salvatore Grimaldi¹, Andrea Petroselli², Rodolfo Piscopia³, Fernando Nardi⁴, Carlo Ferranti⁵

(1) Dipartimento per l'Innovazione nei Sistemi Biologici, Agroalimentari e Forestali, Università degli Studi della Tuscia, Via San Camillo de Lellis snc, 01100, Viterbo. (2) Dipartimento di Scienze Agrarie e Forestali, Università degli Studi della Tuscia, Via San Camillo de Lellis snc, 01100, Viterbo; (3) Freelance, Rome; (4) Water Resources Research and Documentation Center (WARREDOC), Università per Stranieri di Perugia, Piazza Fortebraccio 4, 06123, Perugia; (5) Autorità di Bacino del Fiume Tevere, via Monzambano 10, 00185, Roma.

ASPETTI CHIAVE

- Viene presentato un software, denominato EBA4SUB, per la stima dell'idrogramma di progetto in piccoli bacini non strumentati.
- Il modello proposto necessita delle stesse informazioni di input necessarie per applicare la formula razionale.
- La procedura EBA4SUB è in linea con le normative tecniche per la stima dell'idrogramma di progetto proposte dall'Autorità di Bacino del fiume Tevere e dal Servizio Dighe Nazionale.

1 INTRODUZIONE

La stima della portata al colmo e dell'idrogramma di piena di progetto è uno dei principali obiettivi degli studi idrologici. Nel caso in cui la sezione fluviale di interesse sottenda un piccolo bacino idrografico le procedure disponibili sono principalmente di natura empirica. Infatti, un piccolo bacino ($<500\text{km}^2$) è solitamente “non strumentato”, ovvero, è privo di osservazioni idrometriche e talvolta anche pluviometriche, che rendono inopportuna l'applicazione di modelli fisicamente basati. L'approccio ancora oggi maggiormente preferito ed adottato è la formula razionale (Mulvaney, 1851; Chow *et al.*, 1988). Tale formula permette di stimare la portata al colmo con associato tempo di ritorno T_r ma non l'intero idrogramma di progetto. Quest'ultimo viene solitamente derivato estendendo il valore della portata al colmo utilizzando delle relazioni, altrettanto empiriche, che alterano in misura arbitraria il valore del volume critico di progetto (PAI, 2006). Le ragioni del successo di tale formula sono attribuibili alla sua semplicità di utilizzo e al fatto che occorrono delle minime informazioni per essere applicata. Di contro, tale approccio soffre di alcuni limiti quali una forte aleatorietà nella quantificazione del coefficiente di deflusso e del tempo di corrivazione (Grimaldi *et al.*, 2012a). Di recente gli autori hanno proposto, sviluppato e testato una procedura di tipo “event-based” per la stima dell'onda di piena di progetto che è possibile utilizzare nelle stesse condizioni in cui solitamente si applica la formula razionale. Il modello proposto (Grimaldi and Petroselli, 2015; Petroselli and Grimaldi, in stampa; denominato EBA4SUB - Event Based Approach for Small and Ungauged Basins) consiste in una serie di step procedurali tipici delle procedure event-based: stima della precipitazione lorda di progetto, definizione dello ietogramma di progetto, stima della precipitazione netta, modello di trasformazione afflussi-deflussi. È importante sottolineare che l'obiettivo principale del modello EBA4SUB non è fornire una stima più accurata dell'idrogramma di piena di progetto ma fornire uno strumento empirico con la minima sensibilità e soggettività possibile che applicato sullo stesso bacino e con gli stessi dati di input, due volte, da due analisti diversi ed in tempi diversi dia risultati simili. Obiettivo del presente lavoro è descrivere ed applicare il software EBA4SUB recentemente implementato, che permette una veloce e semplice applicazione del modello omonimo. Nel paragrafo successivo sono quindi presentate sinteticamente le varie fasi procedurali illustrando i parametri di input necessari per la sua applicazione.

2 IL MODELLO EBA4SUB

Come descritto nell'introduzione, il modello EBA4SUB è una procedura di tipo event-based ottimizzata

per il caso applicativo di piccoli bacini non-strumentati. Le informazioni minimali necessarie per la sua applicazione sono: curve di possibilità pluviometriche (IDF – Intensità Durata Frequenza – a 2 parametri) per il bacino in esame; modello digitale del terreno; eventuali mappe di uso e tipo di suolo. Nel caso di disponibilità di dati osservati di eventi di piena, questi possono essere utilizzati per calibrare alcuni dei parametri del modello. Rispetto alle versioni tradizionali dei modelli event-based, gli elementi di novità introdotti da EBA4SUB sono relativi principalmente al modulo di stima delle precipitazioni nette, che fa riferimento ad un modello misto Curve Number - Green Ampt (CN4GA) ed al modulo afflussi-deflussi (WFIUH-1par), che fa riferimento ad una versione mono-parametrica dell'idrogramma unitario istantaneo di tipo geomorfologico basato sulla funzione di ampiezza (Grimaldi *et al.*, 2012b; Grimaldi *et al.*, 2013). Si rimanda a Grimaldi and Petroselli (in stampa) per una descrizione più esaustiva dei moduli per la stima dello ietogramma di progetto, della precipitazione netta e dell'idrogramma di progetto.

3 IL SOFTWARE EBA4SUB

Il programma di calcolo è stato strutturato su due schede principali: quella di definizione delle condizioni di calcolo (input, Figura 1) e quella dei risultati (output, Figura 2).

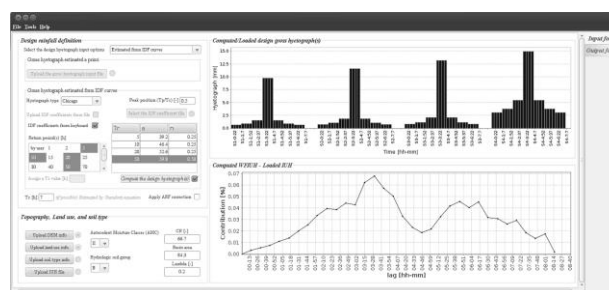


Figura 1. EBA4SUB – scheda di input.

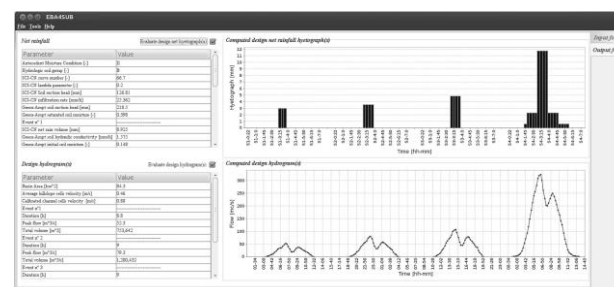


Figura 2. EBA4SUB – scheda di output.

La scheda di input è strutturata per gruppi omogenei di variabili caratteristiche delle condizioni di calcolo; nel quadrante superiore sinistro è necessario specificare i parametri caratteristici dello o degli ietogrammi lordi (il programma è stato predisposto per risolvere contemporaneamente più casi di pioggia critica su uno stesso bacino). Nel quadrante inferiore sinistro è necessario specificare i parametri caratteristici della topografia del bacino e dello stato dei suoli che lo costituiscono. Tra i due quadranti è riportata una casella di testo per la definizione del tempo di corrivazione del bacino; nel caso in cui sia stato caricato il DEM del bacino, il programma calcola tale tempo di corrivazione utilizzando la formula di Giandotti. Infine, sulla parte destra della scheda sono riportati due grafici che illustrano i risultati di calcolo intermedi: gli ietogrammi lordi (istogramma superiore) e l'andamento del WFIUH-1par (grafico inferiore).

La scheda di output, mostrata in Figura 2, si presenta suddivisa in due parti: nella parte superiore sono riportati il grafico dello ietogramma netto stimato dal programma e la sintesi di tutti i parametri adottati nel calcolo, sia quelli impostati dall'utente sia quelli determinati dalla procedura stessa; nella parte inferiore sono riportati l'andamento temporale dell'idrogramma di progetto e la sintesi dei parametri di calcolo.

I parametri da assegnare per il funzionamento del programma EBA4SUB sono illustrati in Tabella 1 differenziati tra parametri primari e secondari. I primi hanno un ruolo preponderante nella stima dell'idrogramma di progetto e sono i parametri da assegnare tramite l'uso di tabelle o formule empiriche di riferimento. Sono questi che, in caso di disponibilità di dati di portata, dovrebbero essere calibrati. I secondi sono parametri la cui variazione produce un effetto limitato sui valori finali delle portate stimate, per cui si sono considerati i consueti valori suggeriti dalla letteratura specialistica nazionale ed internazionale.

Parametri primari		
T_c	Tempo di corrivazione.	Definisce la durata critica dell'evento, quindi il suo volume totale lordo. Definisce la dispersione del WFIUH. Si stima con la formula di Giandotti.
λ	Percentuale delle perdite iniziali per ritenzione delle superfici bagnate.	Definisce le perdite iniziali come percentuale della capacità massima di ritenzione idrica. Valore preimpostato pari a 0,2 che non può essere modificato se si utilizzano le tabelle empiriche per quantificare il CN.
CN	Curve Number.	Definisce la cumulata di precipitazione netta. Si assegna tramite tabelle empiriche.
Parametri secondari		
K_s	Conducibilità idraulica iniziale del suolo saturo.	Rappresenta il valore iniziale della procedura iterativa CN4GA.
θ_i	Contenuto iniziale di acqua nel suolo.	Rappresenta il valore iniziale della procedura iterativa CN4GA.
θ_s	Contenuto di acqua nel suolo saturo.	Parametro necessario alla procedura CN4GA.
h_f	Potenziale matriciale del suolo.	Parametro necessario alla procedura CN4GA.
$v_{h_{min}}$	Minima velocità nell'area versante.	Limite inferiore delle velocità stimate nelle celle versante.
$v_{h_{max}}$	Massima velocità nell'area versante.	Limite superiore delle velocità stimate nelle celle versante.
A_t	Valore soglia di area contribuente o drenante.	Determina se una cella con area contribuente A è di tipo "canale" ($A \geq A_t$) o di tipo "versante" ($A < A_t$).
Δt_p	Intervallo di discretizzazione degli ietogrammi.	Risoluzione temporale delle precipitazioni.
Δt_{iuh}	Intervallo di discretizzazione del WFIUH e dell'idrogramma di progetto.	Risoluzione temporale dell'IUH.

Tabella 1. EBA4SUB - Elenco dei parametri primari e secondari.

4 APPLICAZIONE DI EBA4SUB AL CASO DI STUDIO DEL TORRENTE RIGO

Viene di seguito descritto un esempio di applicazione del programma di calcolo EBA4SUB sul bacino idrografico del Torrente Rigo, alla confluenza con il fiume Tevere, in provincia di Viterbo. Sono confrontati i valori di portata di progetto ottenuti variando gli ietogrammi (rettangolare, triangolare, Chicago), la posizione del picco degli stessi (iniziale, centrale e finale: $r_c=0, 0.5$, e 1), il tempo di ritorno (5, 10, 20, e 50 anni) e i valori ottenuti utilizzando la formula razionale. In Tabella 2 sono riportate le caratteristiche del bacino e i valori assegnati ai parametri di input del modello EBA4SUB. In Tabella 3 sono illustrati i valori dei parametri delle curve di possibilità pluviometrica al variare dei tempi di ritorno ed i valori delle precipitazioni cumulate nette stimate con il metodo del CN che risulterà analogo per tutti gli ietogrammi analizzati. La Figura 4 mostra una sintesi generale dei risultati ottenuti riportando gli andamenti dei valori delle portate di picco di progetto ottenute al variare dei tempi di ritorno, dello ietogramma adottato, della posizione di picco e includendo anche i risultati ottenuti con la formula razionale.

Discretizzazione IUH (min)	15	Risoluzione DEM (m)	20
Discretizzazione dello ietogramma (min)	60	Area del bacino (km ²)	84.3
Tipo medio di suolo: limo sabbioso argilloso		Quota minima (m)	73
Conducibilità idraulica iniziale del suolo saturo (mm/h)	4.3	Quota media (m)	299.8
Potenziale matriciale del suolo (mm)	218.5	Quota massima (m)	551
Contenuto iniziale di acqua nel suolo (-)	0.148	Pendenza media (%)	6.73
Contenuto di acqua nel suolo saturo (-)	0.398	Distanza massima spartiacque-outlet (km)	25.4
Minima velocità nell'area versante (m/s)	0.05	Curve Number medio (-)	66.7
Massima velocità nell'area versante (m/s)	0.5	Lambda (-)	0.2
Velocità calibrata nelle celle canale (m/s)	1.092	AMC	II
Velocità media celle versante (m/s)	0.401	Gruppo idrologico del suolo	B
Tempo di corrivazione (h)	7	Coefficiente di deflusso medio (-)	0.218

Tabella 2. Valori iniziali dei parametri EBA4SUB e caratteristiche del caso di studio.

T_r (anni)	a (mm/h)	n (-)	P_e (mm)
2	28.2	0.25	2.33
5	39.2	0.25	7.74
10	46.4	0.25	12.53
20	52.6	0.25	17.27
50	59.8	0.25	23.39

Tabella 3. Parametri IDF e valori di pioggia netta cumulata SCS-CN.

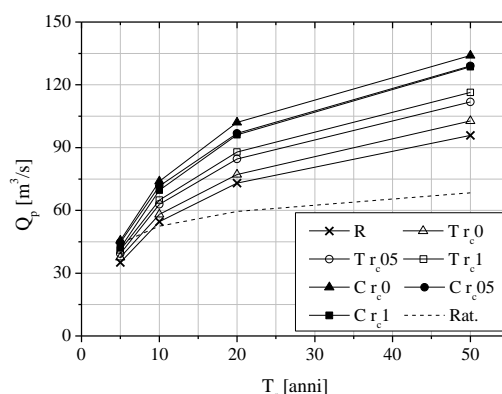


Figura 3. Tempi di ritorno / portate di picco (m^3/s). Tipi di ietogramma: *R*: rettangolare; *T*: triangolare; *C*: Chicago; r_c 0, 0.5, 1: posizione del picco dello ietogramma: all’inizio, al centro, al termine dell’evento di pioggia; *Rat.*: formula razionale.

5 CONCLUSIONI

In questo lavoro viene presentato il software EBA4SUB che implementa un modello event-based per la stima dell'idrogramma di progetto in piccoli bacini non strumentati, strutturato per essere di facile e veloce applicazione, utilizzando le stesse informazioni di input usate per la formula razionale. E' caratterizzato da 12 parametri di cui 9 hanno un ruolo secondario, nel senso che l'idrogramma di progetto finale è relativamente insensibile alla loro variabilità. I rimanenti tre parametri (Tempo di corrivazione, CN e percentuali delle perdite iniziali) influenzano sensibilmente i risultati finali e sono quei parametri che, in caso di disponibilità di limitate osservazioni idrometriche, potrebbero essere calibrati. Il caso di studio proposto, oltre a confermare il ruolo secondario del parametro "tempo di picco" dello ietogramma Chicago, ha mostrato un confronto con i risultati ottenuti con la formula razionale suggerendo che il modello EBA4SUB sembra fornire un andamento più realistico delle portate al colmo con il tempo di ritorno.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Chow, V.T., Maidment, D.R., and Mays, L.W., Applied hydrology, McGraw Hill, New York, 1988, 572.
- Grimaldi, S., Petroselli, A., Tauro, F., and Porfiri, M., Time of concentration: a paradox in modern hydrology, *Hydrological Sciences Journal*, 57(2), 2012a, 217-228.
- Grimaldi, S., Petroselli, A., and Nardi, F., A parsimonious geomorphological unit hydrograph for rainfall-runoff modelling in small ungauged basins, *Hydrological Sciences Journal*, 57(1), 2012b, 73-83.
- Grimaldi, S., Petroselli, A., and Romano, N., Green-Ampt Curve Number mixed procedure as an empirical tool for rainfall-runoff modelling in small and ungauged basins, *Hydrological Processes*, 27(8), 2013, 1253-1264.
- Grimaldi, S., Petroselli, A., Do we still need the Rational Formula? An alternative empirical procedure for peak discharge estimation in small and ungauged basins, *Hydrological Sciences Journal*, 60 (1), pp. 67-77, 2015.
- Mulvaney, T.J., On the use of self-registering rain and flood gauges in making observations of the relations of rainfall and flood discharges in a given catchment, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers of Ireland*, 4, 1851, 19-31.
- PAI, Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico, Autorità di Bacino del Fiume Tevere. Disponibile su http://www.abtevere.it/attivita/piani_approvati/PAI_NEW/pai.htm. 2006.
- Petroselli, A., Grimaldi, S. (in stampa), Design hydrograph estimation in small and fully ungauged basins: a preliminary assessment of the EBA4SUB framework, *Journal of Flood Risk Management*.

MODELLAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA 2D PER LA MAPPATURA DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA: IL CASO DI STUDIO DEL PAI DEL RETICOLO SECONDARIO A ROMA

Fernando Nardi¹, Antonio Annis^{1,2}, Carlo Ferranti³

(1) Water Resources Research and Documentation Center (WARREDOC), Università per Stranieri di Perugia, Piazza Fortebraccio 4, 06123, Perugia; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICEA), Università degli Studi di Firenze, Via di S. Marta, 3 - 50139 Firenze; (4) Autorità di Bacino del Fiume Tevere, via Monzambano 10, 00185, Roma.

ASPETTI CHIAVE

- Metodologia innovativa di utilizzo dei GIS per l'ottimizzazione delle attività di rilievo topografico
- Idrogrammi di progetto per piccoli bacini non strumentati (modello EBA4SUB) usando un metodo fisicamente basato per la stima dei tempi di concentrazione
- Uso di un modello idraulico 2D con una procedura conservativa di inserimento delle onde di piena per la perimetrazione in sicurezza delle aree inondabili

1 INTRODUZIONE

Nel presente contributo viene illustrata la metodologia utilizzata per la mappatura del rischio idraulico effettuata su 13 bacini non strumentati affluenti dei fiumi Tevere e Aniene nell'area urbana e periurbana di Roma. Tale metodologia presenta degli aspetti innovativi sia per le modalità con le quali sono stati pianificati ed eseguiti i rilievi topografici e per la modellazione idrologica su base geomorfologica sviluppata secondo la procedura EBA4SUB per la definizione delle onde di piena, che per l'impostazione del modello idraulico 2D finalizzata alla perimetrazione in sicurezza del rischio idraulico inserendo opportunamente gli idrogrammi in più punti del bacino per gestire il fenomeno di laminazione a favore di sicurezza. Sono presentati alcuni risultati inerenti il bacino pilota del Rio Galeria.

2 METODOLOGIA

Topografia ed analisi morfometrica:

L'acquisizione dei dati digitali per la rappresentazione della morfometria delle aree di canale e golenali dei corsi d'acqua oggetto di studio è stata effettuata seguendo una procedura innovativa riassumibile nei seguenti passi:

1. Utilizzo di tecniche di Terrain Analysis per la delineazione dei bacini e reticoli idrografici da DTM per la caratterizzazione del reticolo idrologico e digitalizzazione dei reticoli idraulici in area urbana con post-processamento dei dati per la corretta rappresentazione digitale dell'idrogeomorfologia delle aree golenali;
2. Delineazione preliminare delle aree inondabili mediante simulazioni idrauliche con modello 2D utilizzando il DTM ad alta risoluzione LIDAR (passo 1m) ove disponibile integrato dal DTM passo 5m della CTRN in scala 1:5000 regionale inserendo le sezioni del canale e rilievi di manufatti esistenti (disponibili da precedenti studi) ovvero ipotizzando una geometria sintetica di tipo prismatico rettangolare sia per il canale che per i restringimenti degli attraversamenti fluviali (sezione di canale in funzione dell'area contribuyente);
3. pianificazione del rilievo topografico individuando il dominio di riferimento sugli esiti della modellazione idraulica preliminare e mediante appositi sopralluoghi per le aree più complesse

morfologicamente o critiche dal punto di vista idraulico;

4. esecuzione dei rilievi topografici basata su interazione continua tra modellisti e topografi per risolvere eventuali necessità o problematiche su casi singolari (difficoltà di accesso, incongruenze tra dati cartografici disponibili e realtà riscontrata sul campo ecc.);
5. acquisizione e processamento dei dati topografici e aggiornamento modello idraulico 2D secondo una procedura iterativa con il modello che viene dettagliato man mano che i dati di campo si rendono disponibili fino alla risoluzione delle criticità principale per raggiungimento del livello di accuratezza atteso;
6. finalizzazione e validazione del piano rilievo con definizione degli elementi lineari (rilevati arginali, stradali e ferroviari) ed opere di connessione idraulica fuori alveo (ponti, tombini) ed utilizzo di tali dati per completare la definizione della geometria e strutture idrauliche da inserire nel modello idraulico 2D finale;

Idrologia e idraulica 2D

La modellazione idrologica è stata sviluppata utilizzando il modello afflussi-deflussi di tipo IUH su base geomorfologica WFIUH (Grimaldi et al., 2012) che è stato sviluppato ed interfacciato in ambiente GIS ed utilizzato secondo la procedura di definizione delle onde di piena EBA4SUB (Petroselli e Grimaldi, in stampa) adattata implementando un metodo fisicamente basato di stima dei tempi di concentrazione dei bacini in studio (Nardi, 2014).

Gli idrogrammi di progetto sono stimati per le sezioni di chiusura e per diversi sottobacini al fine di valutare opportunamente le forzanti idrologiche in relazione all'effetto di laminazione determinata dal modello idraulico 2D nella propagazione dell'onda di piena verso valle. La procedura idrologica adottata è così definita:

1. discretizzazione del bacino in uno o più sottobacini sviluppata in modo tale che l'effetto di laminazione tra una sezione e la successiva fosse contenuto (criteri di riferimento: ogni 30-50 km² ovvero massimo ogni 5-10 km di asta fluviale).
2. stima del tempo di corrivazione per ogni bacino o sottobacino effettuata sia con il metodo standard della formulazione empirica di Giandotti (Kirpich o mista Giandotti-Kirpich) che con il metodo innovativo fisicamente basato di stima del tempo di risposta calibrando le velocità di flusso nel canale e superficiale sui versanti del bacino in funzione delle caratteristiche morfometriche (pendenza) e pedologiche (uso del suolo) e selezionando il tempo più critico in relazione alla necessità di fissare la durata della pioggia di progetto che massimizza la forzante idrologica;
3. calcolo dello ietogramma di progetto lordo secondo il metodo VAPI, tenendo in considerazione i bacini ed i sottobacini discretizzati nella fase di caratterizzazione geomorfologica; il metodo VAPI è stato implementato automaticamente nel modello idrologico sviluppato in ambiente GIS;
4. analisi delle perdite idrologiche per la stima dello ietogramma netto mediante applicazione del metodo del SCS-CN per la durata di progetto (Tc) per alla stima dello ietogramma netto di progetto;
5. applicazione del modello EBA4SUB per la stima delle onde di piena basate sulla modellazione afflussi-deflussi del WFIUH a partire dallo ietogramma netto;
6. Modellazione idraulica 2D effettuata inserendo gli idrogrammi nel dominio di calcolo a monte e ridefinendo in ogni nodo di controllo (sezione di chiusura sottobacini) l'onda di piena con opportune immissioni di contributi/idrogrammi aggiuntivi al fine di preservare l'onda di piena sintetica di progetto (Figura 1).

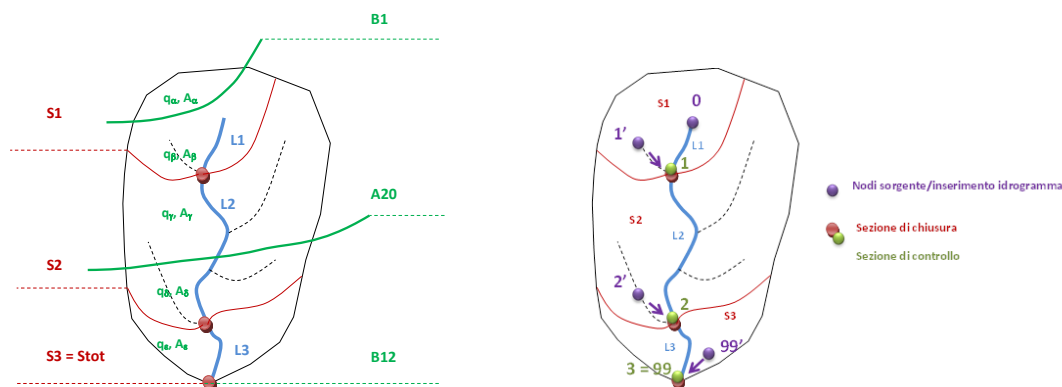


Figura 1 - Esempio di discretizzazione del bacino (a sinistra) in funzione delle zone VAPI ed analisi dei sottobacini (rosso) (a destra) con evidenziati i nodi di chiusura (rosso), le sezioni di controllo (verde) ed i nodi sorgente (viola) dove sono inseriti gli idrogrammi del modello idraulico 2D secondo il metodo dell'interpolazione degli idrogrammi

Mappatura delle aree allagabili

La mappatura delle aree inondabili e della relativa pericolosità idraulica è conseguita mediante interpretazione dei risultati della modellazione idraulica 2D con riferimento all'individuazione ed analisi dei valori delle grandezze idrauliche (tiranti e velocità massimi asincroni) computeate per le celle interessate dai flussi di piena. La metodologia di mappatura delle aree inondabili è caratterizzata da:

- l'applicazione di un algoritmo in ambiente GIS sviluppato ad hoc per l'intersezione dei livelli idrometrici con il DTM ad alta risoluzione per valutare le aree limitrofe soggette a potenziale inondazione indiretta (protette da rilevati stradali, edifici, ecc);
- la perimetrazione oggettiva delle aree di pericolosità idraulica (senza applicazione di filtri sul rapporto tiranti/velocità) interpolando la matrice dei livelli/tiranti idrici ed estendendo previa interpretazione anche alle aree di inondazione indiretta;
- la valutazione delle aree di confluenza rappresentando le aree inondabili come unione delle perimetrazioni conseguenti i due fenomeni di inondazione: quella diretta dell'affluente e l'inondazione per effetto del livello di rigurgito del corso d'acqua principale (riconciliazione aree inondabili del reticolo principale e secondario, Figura 2).

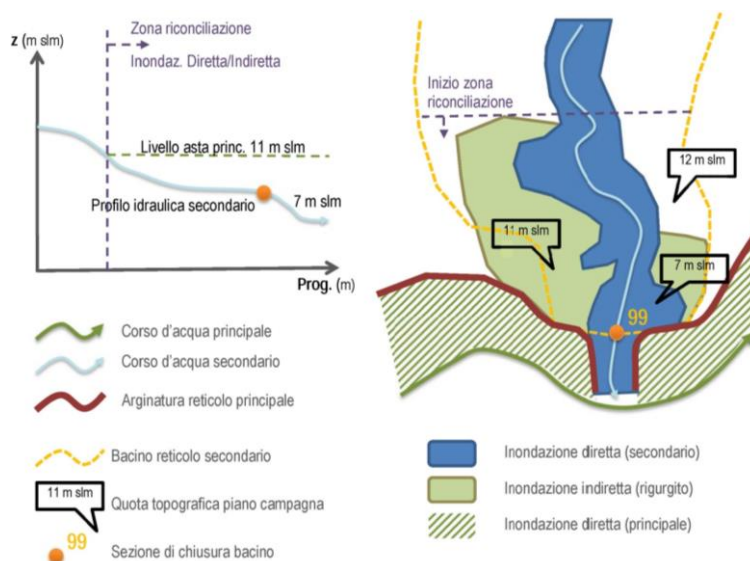


Figura 2 - Schema della procedura di caratterizzazione delle aree inondabili nelle zone di confluenza per effetto sia dell'inondazione diretta del reticolo secondario che dell'inondazione indiretta dovuta ai livelli idrici del reticolo principale.

3 RISULTATI: IL BACINO PILOTA DEL RIO GALERIA

I risultati della metodologia proposta sono presentati nelle figure seguenti in relazione al caso di studio del Rio Galeria che è stato individuato come bacino pilota per le caratteristiche morfologiche, la disponibilità di dati (LIDAR) e soprattutto per la disponibilità di una stazione di misura idrometrica che ha permesso di analizzare i dati di recenti eventi di piena.

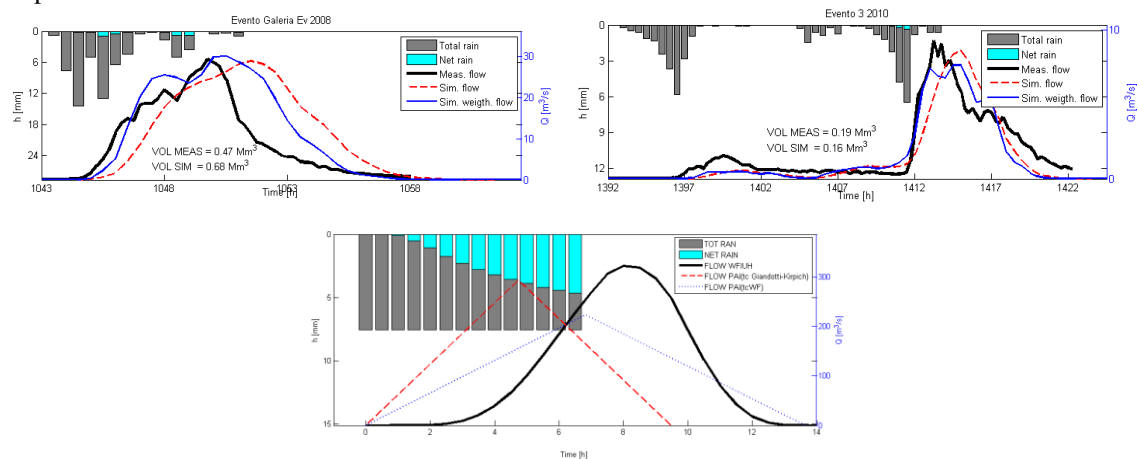


Figura 3 – Calibrazione (eventi 2008 e 2010) e onde sintetiche di progetto ottenute con il WFIUH e il Tc fisicamente basato rispetto agli idrogrammi tringolari del metodo razionale e Tc stimato con la formula di Giandotti.

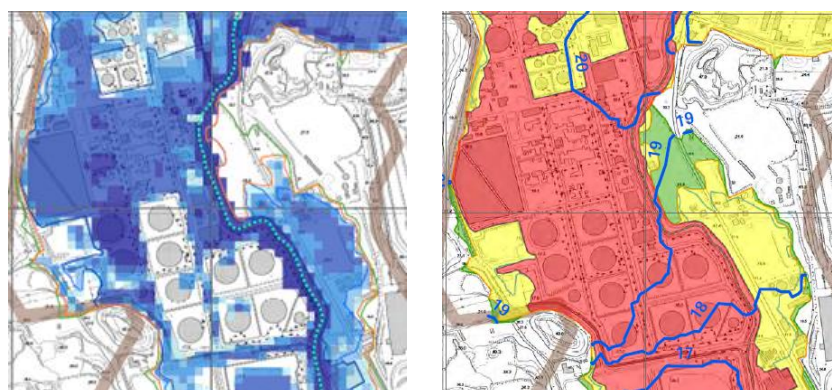


Figura 4 – Mappatura delle aree inondabili con rappresentazione dei tiranti idrici asincroni (sinistra) e carte della pericolosità idraulica (Tr 50, 100 e 200 anni) (in blu le curve dei massimi livelli idrici).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Nardi F., Linee guida per la modellazione idrologica ed idraulica bidimensionale per la definizione della pericolosità idraulica di piccoli bacini non strumentati, Autorità di bacino del fiume Tevere - Piano di Assetto Idrogeologico PSS, 2014.
- Grimaldi, S., Petroselli, A., and Nardi, F., A parsimonious geomorphological unit hydrograph for rainfall-runoff modelling in small ungauged basins, *Hydrological Sciences Journal*, 57(1), 2012.
- Petroselli, A., Grimaldi, S., Design hydrograph estimation in small and fully ungauged basins: a preliminary assessment of the EBA4SUB framework, *Journal of Flood Risk Management*, (in stampa).

DERIVATION OF RAINFALL THRESHOLDS FOR PLUVIAL FLOOD RISK WARNING IN URBANISED AREAS

Angela Candela¹ & Giuseppe Tito Aronica²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale e dei Materiali, Università di Palermo; (2) Dipartimento di Ingegneria, Università di Messina.

KEY POINTS

- Development of an operational tool for pluvial flooding warning in an urban area based on off-line rainfall thresholds derived by coupling a rainfall–runoff modelling and a hydraulic routing
- Inundation criteria has been considered instead of the usual flooding flow in order to assess threshold rainfall in urban areas
- The proposed methodology includes the diversity of rainfall threshold in urbanized areas

1 INTRODUCTION

In the recent past throughout the Mediterranean area, many extreme events such as floods, debris flows and landslides occurred. Mediterranean ephemeral streams have specific features compared to other river systems; their basins are small and highly torrential and may generate flash-floods (Camarasa-Belmonte & Soriano-Garcia, 2012). Moreover, the rapid transformation processes of urban areas induced the increase of catchment imperviousness and the derived increase of surface runoff generated during rainfall events. However, flooding events in urban areas occur quite frequently as a consequence of rain events of lower intensity than the design one, even in case of correct network dimensioning.

The use of a reliable flood forecasting model in urban areas can play an important role in managing land and water resources. The purpose of this work is the development of a Decision Support System (DSS) for flash flood warning in an urban area. Usually, flood warning systems are based on on-line hydrological and/or hydraulic models in order to provide forecasts of water stages or discharges at critical river sections (Martina *et al.*, 2006; Diakakis, 2012; Wu *et al.*, 2015). This procedure is inappropriate for flash flood warning in urban areas or in catchments with a small area. According to the approach proposed by [Amadio *et al.*, 2003; Wu *et al.*, 2015], in this study the rainfall threshold has been estimated in an urban area by coupling results of hydro-dynamic model in terms of water stage and flooding area. Particularly, dependency of the antecedent soil moisture conditions has been neglected because urban areas are characterized by impervious surfaces.

2 METHODOLOGY

This study proposes a methodology to point out in urban areas rainfall thresholds used in flash flood warning which should be influenced by the uncertainties in the rainfall characteristics, including rainfall duration, depth and storm pattern. Particularly, the methodology here developed has a modular structure consisting of different modules: synthetic hyetographs definition to gain the hydrological input to the hydraulic model; transformation of flood discharge to inundated area through a two-dimensional hydraulic model the FLURB-2D model (Aronica & Lanza, 2005) and, finally, quantification of threshold rainfall associated with specific inundation criteria.

2.1 Synthetic hyetographs derivation

Rainfall depth and duration can be directly calculated from observations recorded at the raingauges in the catchment. In order to define the temporal patterns of rainfall for each event, we used here the idea of mass curves (Huff, 1967; Garcia-Guzman & Aranda-Oliver, 1993; Wu *et al.*, 2006; Candela *et al.*, 2014). The variability of precipitation within a rainy period is represented by a dimensionless hyetograph $H(d)$:

$$H(d) = \frac{1}{I \cdot D} \int_0^t h(t) dt \quad (1)$$

that identifies the fraction of rainfall accumulated over the time interval $[0, d]$; t ($0 \leq t \leq D$) is a fraction of the total duration D of the considered event and $d = t/D$ ($0 \leq d \leq 1$) is the correspondent dimensionless duration, $h(t)$ is the rainfall depth at time t ($0 \leq h \leq V$), $V = I \cdot D$ is the total storm volume and D the storm duration for the event.

2.2 Flood propagation

FLURB-2D is a two-dimensional inertial model based on the Saint Venant equations originally developed for simulating the overland flow propagation on alluvial plains with uneven topography and applied to urban areas (Aronica *et al.*, 1998; Aronica & Lanza, 2005). Only the convective terms are neglected in order to eliminate the related numerical instabilities and to maintain the efficiency of the hyperbolic scheme in dealing with flow fields with small water depths:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial p}{\partial t} + gh \frac{\partial H}{\partial x} + ghJ_x = 0; \quad \frac{\partial q}{\partial t} + gh \frac{\partial H}{\partial y} + ghJ_y = 0 \quad (2)$$

where $H(t,x,y)$ is the water surface elevation, $p(t,x,y)$ and $q(t,x,y)$ are the x and y components of the unit discharge (per unit width), h is the water depth, J_x and J_y are the hydraulic resistances in the x and y directions.

2.3 Threshold rainfall definition

A flood warning status can be easily recognised in a fluvial cross-section based on the estimated water stage by the rating curve or the hydraulic routing with the calculated runoff. However, in a urban basin, flood inundation is mostly due to the overland flow attributed to the overtopping runoff or heavy rain, and is defined as “critical inundation” according to various inundation criteria, including the critical water depth and critical flooding area. In this study thresholds rainfall are defined using the approach proposed by Wu *et al.*, (2015); particularly, the flood inundation is defined when maximum water level and corresponding flooding area exceed critical values to find out the corresponding rainfall amount for the rainfall duration.

Starting from estimated water stages and flooding area from inundation simulation, carried out by the FLURB-2D hydrodynamic model, rainfall thresholds can be obtained according a specific inundation criterion, including, together, a critical water depth and a critical flooding area. In detail, for each rainstorm event, the first time step when the maximum of simulated water stages and the corresponding flooding area exceed specific inundation criteria. This time step, t^* , is named “time-to-inundation” and it differs for each rainfall event. Then, the corresponding rainfall threshold $R_i^{t^*}$, for the i -event and for a duration t , can be calculated starting from R_t , the rain at the time step t^* , using:

$$R_i^{t^*} = \sum_{t=0}^{t=t^*} R_t \quad (3)$$

3 CASE STUDY

The drainage basin (25 km²), as study area, is Mondello catchment (Palermo) located in Sicily, Italy (fig. 1a). During the past century, this semi-rural zone has been progressively transformed into a tourist area, coupled with strong urban expansion; this fast urbanization has not been coupled with adequate drainage systems aimed to collect stormwater. As consequence, during rainfall events, the runoff volumes mainly propagate along the roads. Due to capacity of the drainage system being highly related to change in rainfall (Zhou *et al.*, 2012; Freni & Oliveri, 2005), the rainfall threshold plays an important role in the flash flood warning in this area. A portion of the semi-rural catchments surrounding the urbanised area does not contribute to the runoff generation due to the catchment topography. A covered drainage channel (the so-called Ferro di Cavallo (Horseshoe) (red line in figure 1a) delimits the area considered in this study. The

channel was transformed into an underground sewer at the beginning of the twentieth century collecting both stormwater and wastewater from the urban area.

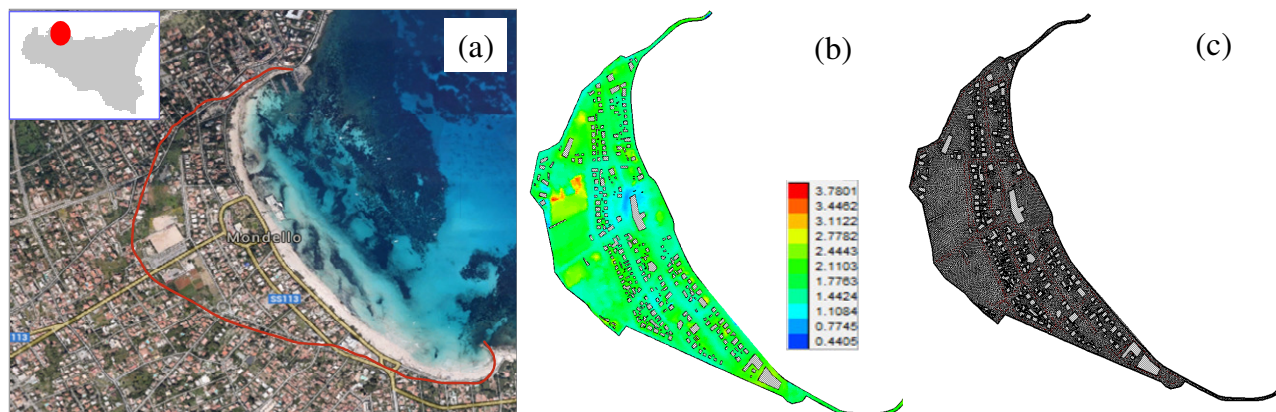


Figure 1. (a) Mondello catchment and study area (red line); (b) DEM (2x2) (elev. in meters above sea level); (c) finite elements mesh of the study area.

4 RESULTS AND CONCLUSIONS

Independent rainfall events were derived starting from rainfall data recorded at the raingauge Uditore, located in Palermo city, around 10 km from the study area and managed by a Regional Agency (SIAS) from 2000. Starting from rainfall data recorded from August 2001 to September 2014 on 10 minutes basis, 1051 significant rainfall events have been extracted. Particularly, two events were considered independent if they were separated by a dry period of at least 3 h. Information regarding rainfall events are summarized in Table 1. Rainfall events selected show a large range of volume (from 1 mm to 184.4 mm) associated with the maximum intensity on 10-min basis (from 1.2 mm/h to 148.8 mm/h), respectively. In addition, the durations of these events range from 30 to 2630 minutes.

	Average max intensity (mm/h)	10-min max intensity (mm/h)	Event rainfall volume (mm)	Event rainfall duration (min)
Max	45.60	148.8	184.4	2640.0
Min	0.19	1.2	1.0	40.0
Mean	2.03	10.35	9.18	347.93
Standard deviation	2.74	13.20	12.47	326.63

Table 1. Information and statistics of the rainfall data for 1051 events registered from August 2001 to September 2014

For the hydraulic simulations, 200 synthetic hyetographs have been generated using the Shuffle method constrained to the 10% and 90% percentiles of the historical events (fig. 2a). 200 hydraulic simulations have been carried out by using as input to the 2-D model the 200 synthetic hyetographs derived above. A single value of Manning coefficient was fixed at $0.02 \text{ s/m}^{1/3}$ for the entire domain, chosen to account for the blockage effects due to the presence of debris, wood, stones, etc. [Aronica & Lanza, 2005; Aronica *et al.*, 2014). Hence, the rainfall threshold is determined based on the water stage and flooding area reaching their critical values. According to Section 2.2, a finite elements mesh of the study area is required. The derivation of the mesh was based upon the morphology of the study area in order to cover the whole surface drainage network. Buildings and other obstacles are considered as islands in the mesh. The total meshed area is about 0.31 km^2 , discretized as 22932 triangular elements. The geometric features (x,y,z coordinates) of 13208 nodes have been derived from a Digital Elevation Map (DEM) with 2m resolution obtained from an IDW interpolation operated on the digital vector map (1:1000) containing information at variable resolution (contour lines plus a number of measured local elevations mainly located along the streets). In figs. 1a and 1b DEM and the finite elements mesh for the study area are reported.

Eventually, using the FLURB-2D model with 200 generated rainfall hyetographs, 200 simulations of flooding cases in the Mondello catchment are obtained. Figure 2b shows an example of the flooding simulation. In accordance with Wu *et al.* (2015) designed inundation criterion include, together, a critical water depth of 0.3 m and a critical flooding area of 5% of the total area. According to section 2.3, for each rainstorm event, the time to inundation has been evaluated and the rainfall threshold for various durations with simulated hyetographs has been calculated using equation (3) under the inundation criteria. Figure 2c shows accumulated volume of rain versus corresponding times to inundation and rainfall threshold for the study area. Antecedent soil moisture conditions have been neglected because in urban areas soils can be considered impervious.

In this study, an advanced methodology is proposed to include the diversity of rainfall threshold for urban flooding. Issuing warning information to the public when rainfall exceeds given threshold is a simple and widely used method for flood prevention; moreover, inundation criteria has been considered instead of the usual flooding flow.

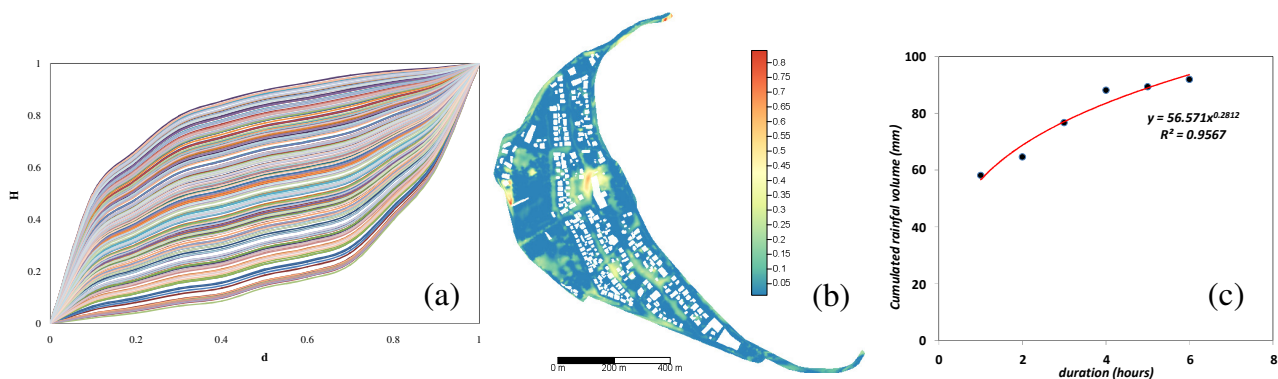


Figure 2. (a) Dimensionless synthetic hyetographs used for the simulations; (b) Example of single hydraulic simulations for given synthetic hyetographs and fixed rainfall duration and volume; (c) Rainfall threshold for given inundation criteria.

REFERENCES

- Amadio, P., Mancini, M., Menduni, G., Rabuffetti, D. & Ravazzani, G. A real time flood forecasting system based on rainfall thresholds working on the Arno watershed: Definition and reliability analysis, In: Proceedings of the 5th EGS Plinius Conference, Corsica, France, 2003.
- Aronica, G.T., Candela, A., Fabio P. & Santoro M. Estimation of flood inundation probabilities using global hazard indexes based on hydrodynamic variables, Physics and Chemistry of the Earth, 42–44, 119–129, 2012.
- Aronica, G.T. & Lanza, L.G. Drainage efficiency in the urban environment, Hydrological Processes, 19(5), 1105–1119, 2005.
- Aronica, G.T., Tucciarelli, T. & Nasello, C. 2D multilevel model for flood Wave propagation in flood-affected areas, Journal of Water Resources, Planning and Management, 124 (4), 210–217, 1998.
- Camarasa-Belmonte, A.M., & Soriano-Garcia J.S. Flood risk assessment and mapping in peri-urban Mediterranean environments using hydrogeomorphology. Application to ephemeral streams in the Valencia region (eastern Spain), Landscape and Urban Planning, 104(2), 189–200, 2012.
- Candela, A. Brigandì, G. & Aronica G.T. Estimation of synthetic flood design hydrographs using a distributed rainfall–runoff model coupled with a copula-based single storm rainfall generator, Natural Hazards and Earth System Sciences, 14, 1819–1833, 2014.
- Diakakis, M. Rainfall threshold for flood triggering. The case of Marathonasin Greece, Natural Hazards, 60(3), 789–800, 2012.
- Freni, G. & Oliveri, E. Mitigation of urban flooding: A simplified approach for distributed stormwater management practices selection and planning, Urban Water Journal, 2(4), 215–226, 2005.
- Garcia-Guzman, A. & Aranda-Oliver, E. A stochastic model of dimensionless hyetograph, Water Resources Research, 29, 2363–2370, 1993.
- Huff, F.A. Time distribution of rainfall in heavy storms, Water Resources Research, 3, 1007–1019, 1967.
- Martina, M.L., Todini, E. & Libralon, A. A Bayesian decision approach to rainfall thresholds based flood warning, Hydrologic Earth System Sciences, 10, 413–426, 2006.
- Wu, S.J., Hs, C.T., Lien, H.C. & Chang, C.H. Modeling the effect of uncertainties in rainfall characteristics on flash flood warning based on rainfall thresholds, Natural Hazards, 75, 1677–1711, 2015.
- Wu, S.J., Tung, Y.K. & Yang, J.C. Stochastic generation of hourly rainstorm events, Stochastic Environmental Research on Risk Assessment, 21, 195–212, 2006.
- Zhou, Q., Mikkelsen, P.S., Halsnæs, K., & Arnbjerg-Nielsen, K. Framework for economic pluvial flood risk assessment considering climate change effects and adaptation benefits, Journal of Hydrology, 414–415, 539–549, 2012.

A SYNTHETIC APPROACH FOR THE DERIVATION OF VULNERABILITY CURVES FOR BUILDINGS

Susanna Naso ¹, Albert S. Chen ², Giuseppe T. Aronica ¹ & Slobodan Djordjević ²

(1) Dipartimento di Ingegneria, University of Messina, Contrada Di Dio, 98166 Villaggio S. Agata – Messina, Italy; (2) Centre for Water Systems, University of Exeter, Harrison Building, University of Exeter, North Park Road, Exeter - EX4 4QF, UK

KEY POINTS

- The classical flood defending approach, focused on reducing the probability of flooding through hard structures, has been gradually substituted by flood risk management approach, which accepts the idea of coping with floods, and aims at reducing both the probability and the consequences of flooding. In this view, the concept of vulnerability becomes central, such as the (non-structural) measures for its increment.
- Studies related to flood vulnerability assessment are few because the uncertainty involved is difficult to quantify. Even though different damage assessment methods have been developed, the lack of high-quality essential data remains as the main obstacle to derive uncertainties in ex-ante analysis.
- Synthetic approaches for the derivation of vulnerability curves seem the only way to assess vulnerability in those sites where damage data are lacking.

1 INTRODUCTION

The concept of risk implies a transition from the classical approach of defending a territory from flood hazard, through structural measures that modify the characteristics of the flood event, to the approach of reducing flood risk, through structural and non-structural measures that act on both flood hazard and its consequences. The EU Directive underlines the importance of prevention-oriented approaches, adopting early-warning systems, flood forecasting techniques, and land use regulation. The use of prevention measures that do not interfere on flood's features requires the elaboration of methodologies and strategies to verify their effectiveness. All over the world, public governmental bodies and academics published some studies on the effectiveness of non-structural measures (Egli, 2002; Kreibich *et al.*, 2005; Lasage *et al.*, 2014), but the lack of data on it (or their coarseness) makes their reliability hard to know.

Vulnerability, defined as “the characteristics and circumstances of a community, system or asset that make it susceptible to the damaging effects of a hazard” (UNISDR, 2009), is often adopted in risk equation (Kron, 2005) to describe the attitude of a territory in suffering impact of an hazardous event. However, vulnerability is also interpreted in different ways as existing epistemological traditions in various research areas with different objectives (Birkmann, 2006; Fussel, 2007; Hufschmidt, 2011). Fuchs *et al.* (2007) summarised these definitions of vulnerability with respect to natural hazards research. From a natural science perspective, studies on vulnerability focus on the susceptibility of physical systems in areas at risk to natural processes. Vulnerability is therefore considered as loss degree or percentage of damage that assets in areas at risk may suffer, which depends on not only the hazard attributes, but also the intrinsic characteristics of the affected element. Studies related to flood vulnerability assessment are few because the uncertainty involved is difficult to quantify. Although different damage assessment methods have been developed (HR Wallingford, 2000; Hall *et al.*, 2003; Kok *et al.*, 2004; Meyer & Messner, 2005), the lack of high-quality essential data remains as the main obstacle to derive uncertainties in ex-ante analysis.

2 METHODOLOGY

The main objective idea of this study was deriving generic vulnerability functions for buildings in those sites where historical damage data are unavailable. We only considered damage of non-structural building components under low velocities condition such that the structural damages to buildings are negligible. Because lacking of data, a synthetic approach was applied to derive the curves. The first step in synthetic approach is to define the building typologies for deriving the curves. Buildings are usually distinguished at first in function of their use, than in function of their structural features (e.g. materials, numbers of floors, extension, geometry, age, etc.). To avoid this, we developed a methodology to derive the vulnerability curves

of buildings' non-structural components (named as "materials" contribution) for residential and public buildings. To assess vulnerability in commercial buildings, instead, the contents contribution was added by transforming the corresponding curves from the Multi-Coloured Manual (MCM) by *Penning-Rosewell et al.* (2010).

2.1 Materials curves

We considered the damage of non-structural building elements and adopted the substitution cost of each element to derive its weight respect to the total substitution costs. To describe the proportional damage relative to each element, a questionnaire was distributed to a team of experts, in particular a team of civil engineers working in Sicily area. We first associated concrete buildings without basement to three finishing types: rich finishing for the building types such as villas and cottages; medium finishing for flats and single houses inside towns; and poor finishing for detached houses and single houses in villages.

After defining these conditions, we analysed the damage of finishing components that included floors, walls, doors and French windows, windows, wiring, water plant, gas plant and services. Their substitution prices were taken from the official price lists and depend on their quality and materials, which in turn were derived from the finishing' class. For example, doors in poor houses were hypothesized to be hollow wooden, while in rich ones were supposed to be in solid wood: these led to different substitution costs that weighed differently in respect to the total costs. These components could also suffer different damages for the same water depths due to the duration of flooding. Once that all these conditions were defined, a team of experts was asked to describe, according to individual's experience, how each component could suffer damages in all the illustrated structures: the results were used to build a series of "partial" vulnerability curves, one for every building element in a particular combination of finishing class and event duration. Taking above elements into account, we summed up the partial curves by multiplying their weights in a building type and produced two total vulnerability curves for each building type: one for short and one for long duration.

2.2 Contents curves

We considered only the material contribution to describe damage in residential and public buildings: the hypothesis to neglect contents damage was adopted because of the absence of correspondent data prevented the validation of the results. Moreover, in the optic of a general moving to the adoption of insurance policies for natural hazards, which will not cover damage to contents, or will consider them as a percentage of damage to structures, the derivation of relative damage curves for buildings' contents would be premature and maybe not useful. A separate effort needs to be done regarding the vulnerability curves for commercial activities. The majority of them are located in structures with the same materials and building characteristic of residential constructions, but the stock contents have higher weights in the damage estimation. To include this contribution, the curves from the MCM relative to the movable equipment of different commercial activities were converted: once by considering the different GDP pro capita of England and Italy, then by converting the absolute damage curves from pounds to euros.

The total vulnerability curve for each commercial building class was derived by summing the materials and the contents contributions and the resulting curves were then expressed as relative damage (vulnerability) curves. For supermarkets and stores, a vulnerability range varying linearly from 0 to 1, while the water depths vary from 0 to 60 cm were considered. The reason for this last choice was due to the fact that it seemed plausible that when the water depth has reached the height of 60 cm, the goods and the machineries (like fridges) in supermarkets and stores would be so damaged such that a vulnerability value equal to 1 can be associated to them.

3 RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Materials curves

Figure 1 (a, b) shows the vulnerability curves for poor materials and different flood durations. Under the curves, different colours have been used to distinguish the contribution of each element to the total

vulnerability. As expected from previous considerations, floors contribution decreases with growing water depths, while windows contribution starts for water depths higher than 90 cm. The highest value of the total vulnerability, as can be seen in the figure, was almost equal to 0.7. It was due to the derived curve associated to each single element. The vulnerability value never reached value of 1 (no expert has experienced an inundation depth which caused the necessity of completely substitution of an element) in the questionnaire answers. This can be due to the fact that we asked to ignore structural damages: it is easy to imagine that a flood destroys its structural elements before causing so huge damages to all non-structural elements.

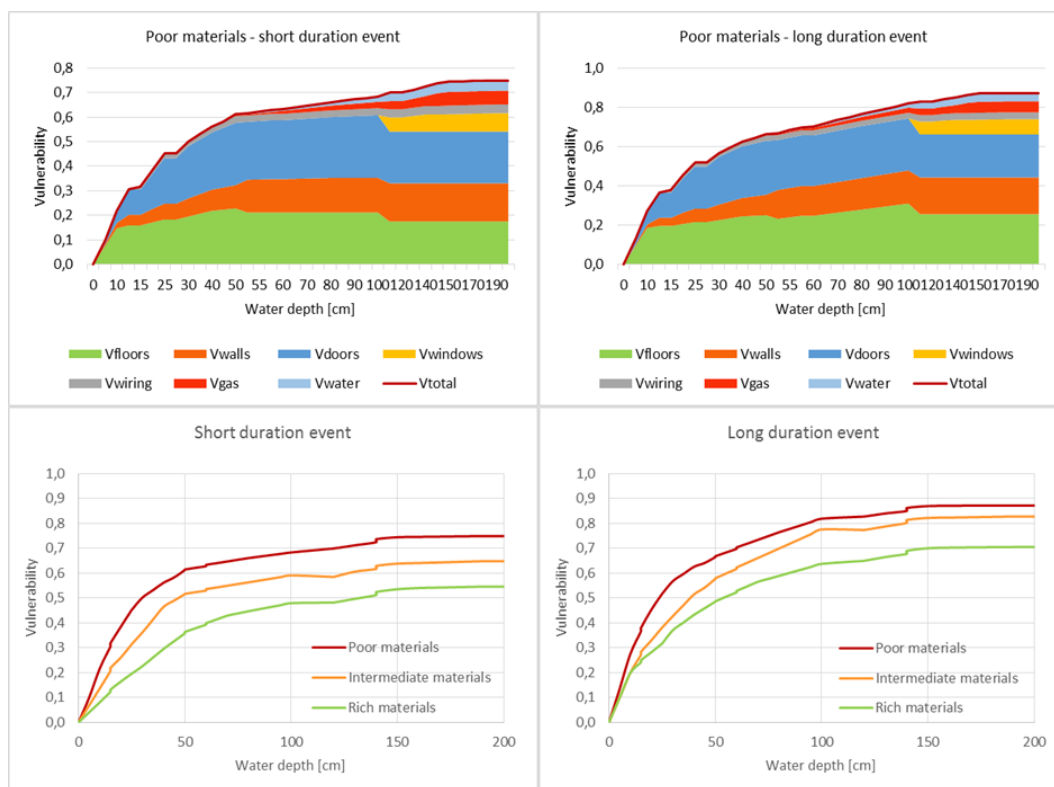


Figure 1. Materials curves. Upper left (a) there is the Vulnerability curve for buildings “poorly finished” and short duration event, with buildings’ elements’ contributions; upper right (b) there is the Vulnerability curve for buildings “poorly finished” and long duration event, with buildings’ elements’ contributions. Lower left (c) the comparison among curves for poorly finished, intermediate and richly finished buildings (short duration event); lower right (d) the comparison among curves for poorly finished, intermediate and richly finished buildings (long duration event).

A double confront can be done about the curves based on their dependence on event duration, their variation with materials’ improvement and how this influence also the passage between short and long duration. Figure 1 (c, d) shows the curves for three classes of materials’ quality, grouped for short and for long duration event. The passage from poor to rich materials, as expected, corresponds to a decrease in relative damage, as better material suffer less flood damage in respect to poor ones. This reduction is more in short duration events, because poor materials suffer huge damages yet for short duration of water contacts, while good materials often need a simple clean-up intervention in these cases. It is instead lower for long duration events, because over a certain threshold poor materials reach a maximum damage (for us, it corresponds to the necessity of substitute the corresponding element), while rich ones go on suffering the consequences of water contact. Although this damage reduction, the passage to rich materials implies also the disruption of more expensive objects, so that passing from relative to absolute curves (by multiplying them for elements’ values), this tendency could invert.

3.2 Materials curves

Figure 2 (a, b) shows the absolute damage per m^2 and the relative damage (vulnerability) curves for restaurants with intermediate materials. The maximum content damage $\text{£}157/m^2$, derived from the MCM, was associates to restaurant, which counted 60% of the total damage in the vulnerability curve. When summing up the materials and the contents absolute curves, the total damage for restaurants increases in

respect to the only materials contribution. Vice versa, when reporting the curves to their relative damage value, the total curve decreases because of the lower percentage of damage associated to contents in respect to the one associated to materials.

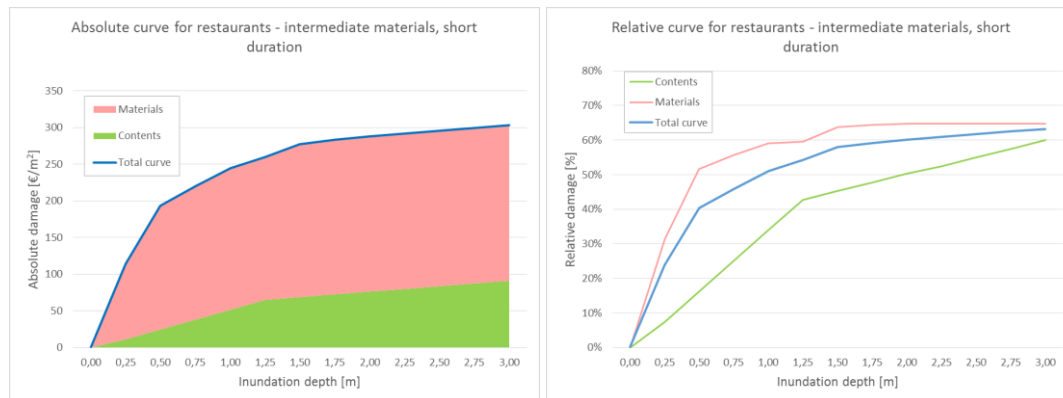


Figure 2. Restaurants curves. On the left (a) there is the absolute damage curve for restaurants with associated intermediate materials and short duration event, with materials and contents contributions. On the right (b) there are the relative damage (Vulnerability) curves for restaurants with associated intermediate materials and short duration event, with materials and contents contributions.

REFERENCES

- J. Birkmann (ed.) (2006). *Measuring vulnerability to natural hazards: towards disaster resilient societies*. Tokyo ; New York: United Nations University.
- Egli, T. (2002). *Non Structural Flood Plain Management: Measures and their Effectiveness*. [Online]. Koblenz, Germany: International Commission for the Protection of the Rhine (ICPR). Available from: <http://www.iksr.org/en/documentsarchive/brochures/non-structural-flood-plain-management/index.html>.
- Fuchs, S., Heiss, K. & Hübl, J. (2007). Towards an empirical vulnerability function for use in debris flow risk assessment. *Natural Hazards and Earth System Science*. 7 (5). 495–506.
- Füssel, H.-M. (2007). Vulnerability: A generally applicable conceptual framework for climate change research. *Global Environmental Change*. 17 (2). 155–167.
- Hall, J.W., Dawson, R., Sayers, P., Rosu, C., Chatterton, J. & Deakin, R. (2003). *A methodology for national-scale flood risk assessment*. In: 2003, London: Published for the Institution of Civil Engineers by Thomas Telford Ltd., 235–248.
- HR Wallingford (2000). *National appraisal of assets at risk from flooding and coastal erosion*. DEFRA.
- Hufschmidt, G. (2011). A comparative analysis of several vulnerability concepts. *Natural Hazards*. 58 (2). 621–643.
- Kok, M., Huizinga, H., Vrouwenfelder, A. & Barendregt, A. (2004). Standard Method 2004. Damage and Casualties caused by Flooding. *Client: Highway and Hydraulic Engineering Department, Delft*.
- Kreibich, H., Thieken, A., Müller, M. & Merz, B. (2005). Precautionary measures reduce flood losses of households and companies—insights from the 2002 flood in Saxony, Germany. *Floods, from Defence to Management*. 851–859.
- Lasage, R., Veldkamp, T.I.E., De Moel, H., Van, T.C., Phi, H.L., Vellinga, P. & Aerts, J. (2014). Assessment of the effectiveness of flood adaptation strategies for HCMC. *Natural Hazards and Earth System Science*. 14 (6). 1441–1457.
- Meyer, V. & Messner, F. (2005). *National flood damage evaluation methods: A review of applied methods in England, the Netherlands, the Czech Republic and Germany*. Helmholtz Centre for Environmental Research (UFZ), Division of Social Sciences (ÖKUS).
- Penning-Rowsell, E., Viavattene, C., Pardoe, J., Chatterton, J., Parker, D. & Morris, J. (2010). *The benefits of flood and coastal risk management: A handbook of assessment techniques*. Flood Hazard Research Centre, Middlesex University, London, UK.
- UNISDR (2009). *2009 UNISDR Terminology on Disaster Risk Reduction*. [Online]. Geneva, Switzerland: United Nations International Strategy for Disaster Reduction, United Nations. Available from: http://www.unisdr.org/files/7817_UNISDRTerminologyEnglish.pdf <http://www.unisdr.org/we/inform/terminology>.

FLOOD MODELLING IN URBAN AREAS: LIMITATIONS OF THE DIFFUSIVE APPROXIMATION OF THE 2-D SHALLOW WATER EQUATIONS

Pierfranco Costabile¹, Carmelina Costanzo¹ & Francesco Macchione¹

(1) LAMPIT (Laboratorio di Modellistica numerica per la Protezione Idraulica del Territorio). Dipartimento di Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio e Ingegneria Chimica, Università della Calabria

KEY POINTS

- *The performances of a diffusive model have been evaluated against a shallow water model considering the same computational grid.*
- *The use of diffusive-type models seems to be questionable in urban districts due to the poor predictions of the events that might be simulated around the buildings.*
- *The diffusive model performance become worse in more complex buildings arrangements, such as the staggered case, and in situations characterized by impulsive flood hydrographs.*

1 INTRODUCTION

It is generally accepted that the flood propagation in rivers and in the neighbouring areas can be described by the shallow water equations (SWE). While the efficacy of the SWE approach has been discussed several times, its numerical integration needs complicated schemes that still require a significant computational effort. This fact maintained interest in techniques that can approximate the solutions provided by the two-dimensional shallow water models with fewer computations. Recent examples include porosity-based methods for representing sub-grid scale features in coarse resolution models, models that consider inertia and diffusion but ignore advection, diffusive models. In particular, an approximation of the full SWE consists in neglecting the inertial terms, leading to a degradation of the original hyperbolic model to a parabolic one. In the literature, there are several studies related to the application of 2-D numerical models based on the diffusive wave equations (i.e. Prestininzi, 2008; Dottori and Todini, 2013), mainly referred to inundations due to slow-varying floods. Other studies have looked at benchmarking two-dimensional shallow water models (Horritt et al., 2007) focusing also on urban settings. Néelz and Pender (2010) benchmarked the majority of industry codes used for flood risk modelling in the UK in a number of numerical cases. Similarly, Neal et al. (2012) benchmarked three two-dimensional explicit hydraulic models, which can be broadly defined as simulating diffusive, inertial or shallow water waves using test cases for which results from industry models are also available.

It is important to observe that the most complicated laboratory test used in the aforementioned studies, from a hydrodynamic point of view, is a dam break wave interacting with an isolated building. Indeed, more complicated experimental tests, available in the literature, have not been considered in the previous studies such as the urban flood experiment developed within the IMPACT project.

In this paper, the attention will be focused on an experimental test in urban areas in order to evaluate the limitations of the diffusive model against a shallow water model considering the same computational grid. This latter aspect seems to be essential in models benchmarking since different meshes might lead to significant differences especially in terms of flood hydrographs, but also in terms of local water surfaces predictions (Kim et al. 2014).

2 GOVERNING EQUATIONS OF THE MODELS AND NUMERICAL SCHEMES

In this section, the governing equations of both the fully dynamic model and the diffusive model and the related numerical schemes for their solutions are presented.

2.1 Fully-dynamic model (FDW)

The mathematical model is based on the 2-D SWE that can be expressed in the following form:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} = \mathbf{S} \quad (1)$$

where:

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ hu \\ hv \end{pmatrix}; \mathbf{F} = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + gh^2 / 2 \\ huv \end{pmatrix}; \mathbf{G} = \begin{pmatrix} hv \\ huv \\ hv^2 + gh^2 / 2 \end{pmatrix}; \mathbf{S} = \begin{pmatrix} q \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad (2;3;4;5)$$

in which: t is time; x, y are the horizontal coordinates; h is the water depth; u, v are the depth-averaged flow velocities in x - and y - directions; g is the gravitational acceleration; S_{0x}, S_{0y} are the bed slopes in x - and y - directions; S_{fx}, S_{fy} are the friction slopes in x - and y - directions; q is a lateral inflow. The numerical model, based on a finite volume method, has been proposed in Costabile and Macchione (2015) and it is not recalled here for the sake of brevity. The buildings are treated as internal solid wall boundary conditions.

2.2 Diffusive model (DFW)

Neglecting the inertial terms, the system (1) can be written in the following way:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (uh)}{\partial x} + \frac{\partial (vh)}{\partial y} = 0, \quad \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} = 0, \quad \frac{\partial H}{\partial y} + \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} = 0 \quad (6,7,8)$$

in which $H=h+z$, where z is the bed level. Following this approach, the velocity components are easy to compute as shown in the following relations (equations 9, 10):

$$u = \frac{h^{2/3}}{n S_{ws}^{1/2}} \nabla H \cdot e_x; v = \frac{h^{2/3}}{n S_{ws}^{1/2}} \nabla H \cdot e_y \quad (9;10)$$

in which e_x, e_y is the frame reference of the plane x,y and:

$$S_{ws} \equiv |\nabla H| = \left[\left(\frac{\partial H}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial H}{\partial y} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (11)$$

The numerical scheme has been proposed in Costabile et al. (2016). The presence of buildings has been managed by introducing an internal solid wall boundary condition that means considering a no flux condition along the edge that characterized the interface between a computational cell and the building itself.

3 COMPARISON BETWEEN THE DIFFUSIVE AND THE SHALLOW WATER MODEL IN IDEALIZED URBAN DISTRICTS

This test is devoted to the simulation of flow behaviour in urban like environments with reference to the experimental data of the “Model city flooding experiment”, carried out during the IMPACT project. The test simulated in this paper refers to the model city arranged in both a staggered and aligned manner in which concrete blocks of 15 cm long edges, representing the buildings in an urban area, were placed in a checkerboard configuration. The flow depths field simulated by the two models, due to the interactions with the blocks, are significantly different. For example, in figure 1, the spatial variation of the water depths at $t=13$ s obtained by the FDW and DFW models are shown. The figure refers to the staggered arrangement, and using the lower hydrograph as upstream boundary condition. In particular, it can be observed that a shock resulting from the reflection of the wave onto the urban areas and the wake effects in the idealized street are simulated by the FDW model while, as expected, the DFW cannot capture this phenomena. This situation is clearly highlighted in figure 2, in which the comparison between the simulated and experimental

hydrographs are depicted. The analysis of figures 2a and 2b demonstrates the poor prediction by the DFW model and its inability in the simulation of the shock wave, which interests the gauges P3 and P4.

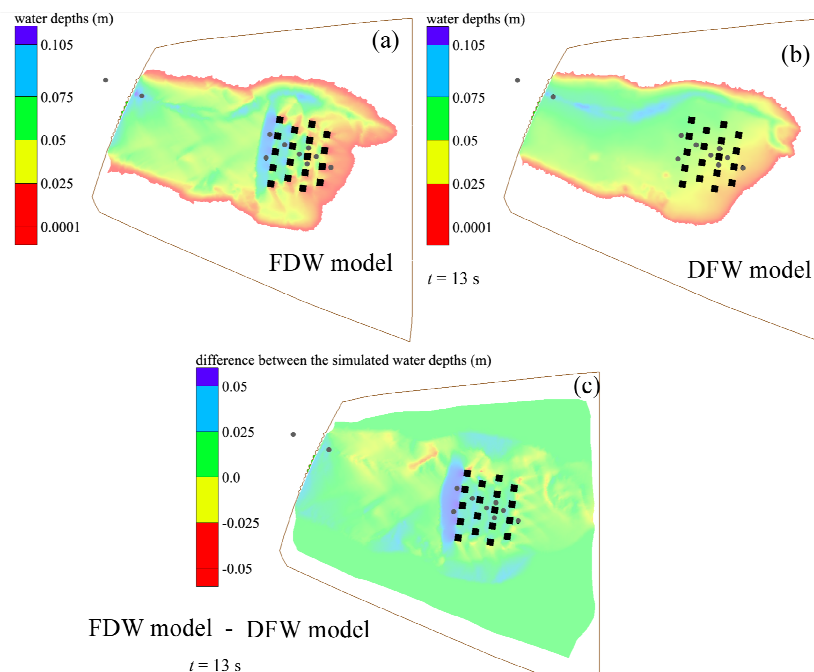


Figure 1. Spatial variation of the water depths at $t=13$ s: predictions of the two models.

Significant underestimations are also provided by the DFW model in P5 and P6 (figures 2c and 2d), located inside the urban district. Very good results are obtained by the FDW model both in the shock wave region and in the middle of the blocks. The differences between the two models tend to decrease in the final part of the urban district and in particular in the gauges P7, P8, P9 (figures 2e, f, g), even though some discrepancies are still evident. The underestimation of the experimental data observed in P8 is due to the density of elements in that area, since another simulation, not shown here, carried out using a more refined grid highlighted a better agreement. Downstream of the last column of the idealized buildings, the DFW model seems to overestimate the observed data while the FDW model continues to exhibit a very good prediction (see figure 2h). A general overview on the different simulations provided by the two models, for a given instant of time, is shown in figure 1c, in which it is evident that, inside the urban district, the computed water depths provided by the DFW model are lower than FDW ones.

From a quantitative point of view, the root square mean error (RMSE) and the error related to the maximum water depth h_{\max} as a percentage in respect to the observed value have been computed for each gauge station and, then, the mean value has been obtained. In particular, the mean value of RMSE obtained using the DFW model is almost double that of the FDW for the staggered situation.

4 CONCLUSIONS

This paper has provided a contribution to the problem related to flooding models benchmarking in urban and rural areas, focusing on the effects induced by simplifications of the shallow water equations that are the most accurate approach to analyze the consequences of an inundation event. The applications of the two models to experimental test cases, reproducing an urban district, highlighted the intrinsic strong limitations of the DFW model applied to the urban flooding because of its inability in the description of the shock waves that might be produced by the interaction between the flood propagation and the buildings. The numerical results shown here seem to suggest that the use of diffusive-type models is questionable, especially in urban districts, due to the poor predictions of the events that might be simulated around the buildings, that are those

areas for which the damages and the risk are particularly relevant. Conversely, the application of the FDW model gave excellent results in all the situations considered in this paper and, therefore, its use is recommended to obtain reliable estimation of flood hazards.

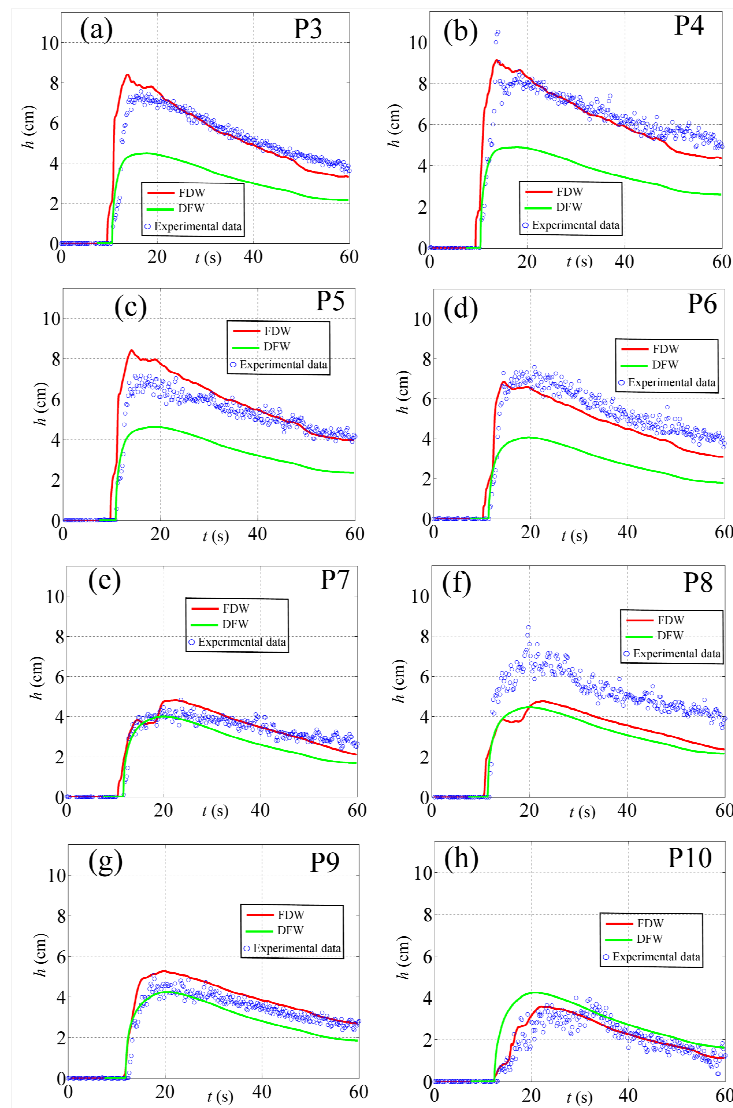


Figure 2. Comparison between models results and experimental data in the case of staggered arrangement and low hydrograph: gauge P3 (a), gauge P4 (b), gauge P5 (c), gauge P6 (d), gauge P7 (e) gauge P8 (f), gauge P9 (g), gauge P10 (h).

REFERENCES

- Costabile, P., Macchione, F., Enhancing river model set-up for 2-D dynamic flood modelling, *Environ. Modell. Software* 67 (2015) 89-107.
- Costabile, P., Costanzo, C., Macchione, F., Performances and limitations of the diffusive approximation of the 2-D shallow water equations for flood simulation in urban and rural areas. *Applied Numerical Mathematics* (under review) (2016).
- Dottori, F., Todini, E., Testing a simple hydraulic model in an urban flood experiment, *Hydrol. Processes* 27 (2013) 1301-1320.
- Horritt, M.S., Di Baldassarre, G., Bates, P.D., Brath, A., Comparing the performance of a 2-D finite element and a 2-D finite volume model of floodplain inundation using airborne SAR imagery, *Hydrol. Processes* 21 (2007) 2745-2759.
- Kim, B., Sanders, B.F., Schubert, J.E., Famiglietti, J.S., Mesh type tradeoffs in 2D hydrodynamic modeling of flooding with a Godunov-based flow solver, *Adv. Water Resour.* 68 (2014) 42-61.
- Neal, J., Villanueva, I., Wright, N., Willis, T., Fewtrell, T., Bates, P.D., How much physical complexity is needed to model flood inundation?, *Hydrol. Process* 26 (2012) 2264-2282.
- Néelz, S., Pender, G., Benchmarking of 2D Hydraulic Modelling Packages. SC080035/SR2. Environment Agency, Bristol (2010).
- Prestininzi, P., Suitability of the diffusive model for dam break simulation: Application to a CADAM experiment, *J. Hydrol.* 361 (2008) 172-185.

MACRO TEMA VI

Dinamiche acqua-società: sviluppo sostenibile e gestione del territorio

CHOICE OF RELIABILITY INDICATOR FOR SERVICE ASSESSMENT OF WATER DISTRIBUTION SYSTEM

Rafet Ataoui¹ & Ruggero Ermini¹

(1) Dipartimento delle Culture Europee e del Mediterraneo, Università della Basilicata, Via Lazazzera, 75100 Matera, – email: rafet.ataoui@unibas.it, ruggero.ermini@unibas.it

KEY POINTS

- Choice of the most appropriate reliability index to evaluate two services; hydraulic and water quality, which are divided broadly into water demand, pressure, and available residual chlorine
- A weight assignment for each reliability index is achieved through the application of the Analytic Hierarchy Process technique
- A measure of the overall system's reliability is estimated after fuzzification, and aggregation of the developed of reliability indexes

1 INTRODUCTION

Performance assessment of WDS has been extensively reported in the research and practice literature. The use of performance indicators (PIs) can play a key role in the process of measuring the quality of service provided by the water utility, can simplify the comparison between different objectives, and help decision processes involved in the planning and management phases. The use of PIs like reliability, resiliency and vulnerability have been approved by many authors and researchers, and led to the achievement of wide numbers of research studies in multidisciplinary scientific fields (Hashimoto *et al.*, 1982; Fiering, 1982a; Merabtene *et al.*, 2002). In reality, in WDS, different kinds of failure like that related to pressure, flow and water quality are linked with similar or same parameters. As a results, when one kind of failure occurred it also influences the other type of failure. Therefore, consideration of holistic system performance with regards to various aspects will make the process more complicated but decision makers will potentially gain insights into the performance of the whole system as well as the information on the impacts of each component and aspect on improving the overall performance. The proposed methodology is based on a hierarchical system approach that begins by identifying two aspects namely; hydraulic and water quality aspects, which could be divided broadly into available nodal pressure and available flow, and available free residual chlorine concentration, respectively. Then, based on these services, three complementary reliability estimators (index) are adopted namely; demand-reliability, pressure-reliability, and quality-reliability. To reach the outcome of the proposed approach which is the overall reliability, analytical hierarchy process (AHP) coupled with fuzzy theory is then developed to bring all the reliability estimators into a unique platform and aggregate them into one index. The final model outcome is a single index that depicts the overall reliability which resembles both the hydraulic and water quality performances, and provides a comprehensive evaluation of the system.

2 METHODOLOGY

Traditionally, the concept of the reliability related to WDS rely often on the measurement of the reliability of supply in hydraulic terms separately without considering the quality of water supplied. This paper attempts to synthesize the hydraulic and quality performance of WDS by putting a framework that integrates different measures, each devoted to a specific aspect. The current approach is hierarchical and its development requires the following stepping phases.

2.1 Estimation of the hydraulic and quality services

The estimation of the available flow, pressure and free chlorine concentration at each node is the starting points of the current methodology. In the current study, an approach called Demand Adjusted Epanet Analysis (DAEA) has been applied. Ermini & Ingeduld (2005) developed the model based on the standard Epanet hydraulic solver. The model is based on an iterative logical process, starting from a pre-assigning demand allocation (initial condition) and making a series of Demand Driven analysis where demands are calculated and adjusted according to three conditions given in Equation 1 (Ermini & Ingeduld 2005; Bertola

& Nicolini, 2006).

$$Q_j = \begin{cases} Q_{req} & \text{if } H_j \geq H_{j,req} \\ Q_{j,req} \sqrt{\frac{H_j - H_{min}}{H_{j,req} - H_{min}}} & \text{if } H_{min} < H_j < H_{j,req} \\ 0 & \text{if } H_j \leq H_{min} \end{cases} \quad (1)$$

Where, H_j is the calculated pressure at node j , H_{req} and H_{min} are the required and the minimum pressure head of the service, respectively. Q_{req} and the Q_j are the required and the actually delivered flow.

The one dimensional advective reactive transport equation is used to predict the changes in chlorine concentrations along the pipe.

2.2 Reliability index

Reliability of WDS is defined as the ability to deliver water to points of use in the required quantity, pressure, and quality, and when required by the water user at any time (Kwietniewski, 1999). Based on the fraction of delivered flow, the head pressure, and the free residual chlorine concentration at each node, three reliability indexes are developed. According to the outflow discharge obtained from the DAEA model (Equation 1), the actual delivered flow at every node is updated at each time step and the comparison between the requested and the delivered flows leads to the calculation of the reliability index related to water demand $R_j(f)$ (Equation 2) (Bertola & Nicoloni, 2006).

$$R_j(f) = \begin{cases} \frac{Q_j}{Q_{req}} \end{cases} \quad (2)$$

Where, $R_j(f)$ is the flow reliability index at node j , and the other parameters are defined as previously.

Similarly, reliability index related to pressure at each node is also calculated as shown in Equation 3.

$$R_j(H) = \begin{cases} \frac{H_j}{H_{j,req}} \end{cases} \quad (3)$$

Where, $R_j(H)$ is the reliability index related to pressure head at node j , and the other parameters are defined as previously.

The water quality reliability $R_j(C)$ (Equation 4) at node j , is defined by the ratio of free chlorine concentration available in water supplied to the desired concentration multiplied by the hydraulic reliability.

$$R_j(C) = \begin{cases} \frac{C_j}{C_{j,req}} \times R_j(f) \end{cases} \quad (4)$$

Where, $R_j(C)$ is the reliability index related to water quality at node j , C_j and $C_{j,req}$ respectively, denote the available and the desired chlorine concentration at node j , and the other parameters are defined as previously.

2.3 Weight assignment using Analytic Hierarchy Process (AHP)

The foundation of the Analytic Hierarchy Process (AHP) is a set axioms that carefully delimits the scope of the problem environment (Saaty, 1988). It is based on the well defined mathematical structure of consistent matrices and their associated eigenvector's ability to generate true approximate weights (Saaty, 1988). The AHP involves the following three steps (Ataoui & Ermini, 2015b).

- Priority setting of the reliability indexes and establishment of the judgment matrix: in AHP, preferences between indexes are determined by making pair-wise comparisons. For each pair of indexes, the experts are required to respond to a question such as "How important is the demand-reliability index compared to pressure-reliability index" using Saaty's intensity scale. At the end of this step, a judgment ratio matrix (size : $n \times n$) results, being based on the decision made on the number of compared elements (n) has been established as shown in Table 1. Where, $n=3$ (three indicators) is the dimension of the pairwise comparison judgment matrix.

- Computation of the priority vector: having the comparison matrix, now it's time to compute the priority vector, which is the normalized Eigen vector of the matrix. The calculation of the priority vector is commonly performed by geometric technique.
- Checking the consistency of the judgment matrix: AHP allows some inconsistency in the judgment because human is sometimes inconsistent. The consistency ratio is calculated as per the following: step1; calculate the maximum eigenvalue λ_{max} of the judgment matrix, step 2; compute the consistency index CI , and step 3; calculated the consistency ratio CR .

Where RCI (Random Consistency Index) varies depending upon the order of matrix. For more details on RCI selection, see (Saaty, 1988).

Size (n)=3×3	$R(f)$	$R(H)$	$R(C)$	Priority Vector	
$R(f)$	1	3	3	$W_{R(f)}$	59.36 %
$R(H)$	1/3	1	1/2	$W_{R(H)}$	15.71 %
$R(C)$	1/3	2	1	$W_{R(C)}$	24.93 %
$\lambda_{max} = 3.054$; $CI = 0.0270$; $RCI = 0.58$; $CR = 4.6\%$.					Sum = 1

Table 1. Judgment matrix

The standard rule recommended by Saaty (1988) indicates that the CR should be less than or equal to 10% for decision makers to be consistent in their pairwise judgments. Saaty (1988) has also shown that the closer the value of computed λ_{max} is to n , the more consistent the observed values of the matrix are. Once the consistency is checked, the vector of weight (W_i) that reflects the relative importance of each reliability index could be accepted (Ataoui & Ermini, 2015b).

2.4 Fuzzification of the reliability indexes

The main objective of this paper is to evaluate the overall reliability of WDS. In literature, different techniques are proposed to harmonize different indicators and bring them into a unique platform. Fuzzy set theory has been applied in this study. Fuzzy set theory was founded by Zadeh (1965) to solve the problem of approximate knowledge that cannot be represented by conventional method. The main phases for developing the fuzzy approach (Figure 1) are; definition of the membership functions and fuzzification of the PIs, fuzzy inference (or definition of fuzzy rules) and aggregation, and finally defuzzification of the outputs to obtain the crisp number of the overall reliability (Ataoui & Ermini, 2015b).



Figure 1. Fuzzification process

- Definition of membership functions (MFs); a membership function (MF) is what maps the input space to the output space. The most used are triangular and trapezoidal functions and are applied in this study due to their computation simplicity. More detail on the definition of MFs are available in (Ataoui & Ermini, 2015a). The membership functions of the three reliability indexes have five levels of granularity which are expressed through five linguistic variables namely; *Poor*, *Fair*, *Satisfactory*, *Good* and *Excellent*.
- Fuzzy inference and aggregation of the reliability indexes: A rules building methodology is employed here which uses weighted average method to combine reliability indexes depending on their weights. The reason behind using this methodology over the traditional methodology of directly soliciting the rules from experts is that the traditional methodology requires the expert to evaluate the performance of a huge number of rules; this process is exhausting and time consuming and the human expert will most probably not carry out this task. The idea is to use the effect of each PI individually together with its weight and then averaged with the other PIs to generate the equivalent effect of the rules. In

this research, the number of different performance combinations needed to cover all the combination possibilities can be found as:

5 levels of *Demand-Reliability* × 5 levels of *Pressure-Reliability* × 5 levels of *Quality-Reliability* = 125 rules

Example: **IF** *Demand-Reliability* is good **AND** *Pressure-Reliability* is satisfactory **AND** *Quality-Reliability* is low **THEN** Overall Reliability is?

In order to find the combined effect of the three PIs, a weighted average method is used as shown in Equation 5.

$$\text{Equivalent effect} = \sum_{i=1}^3 \text{impact value} \times \text{weight} \quad (5)$$

The impact of each reliability index is defined by the most likely value used to represent the MFs. The equivalent effect is matched against another scale called overall performance scale which is divided into five ranges defined by five granularity levels as shown in Figure 2.



Figure 2. Equivalent ranges of the overall reliability

Matching the value of equivalent effect against the scale, then rule is established as below.

IF *Demand-Reliability* is good **AND** *Pressure-Reliability* is satisfactory **AND** *Quality-Reliability* is low **THEN** Overall Reliability is good.

- Defuzzification: This process is the opposite of fuzzification. In this study, Centre of Gravity (COG) called also Centroid method is applied (Ataoui & Ermini, 2015a). The crisp value of the overall reliability is then obtained at each node.

The proposed methodology has been implemented and demonstrated through a real WDS of Matera city (Basilicata, Italy). The model is performed for a simulation period of 24 hours under normal operating condition. All the results are plotted on geographic information system (GIS) which has allowed the possibility to locate weak nodes and gives an overview of the spatio-temporal distribution of the overall reliability. It was revealed that under a normal operating condition the WDS of Matera has the capabilities to provide enough water with desirable quality, quantity and adequate pressure during the whole simulation period. It is also observed in almost all nodes the level of overall reliability was always higher than the good level except nodes 10, 22, 42, and 449. The results obtained from the developed models showed that the approach is robust and sound.

REFERENCES

- Ataoui, R., Ermini, R. Resiliency Assessment Model, *Procedia Engineering*, 2015a, 119, 1192 – 1201.
- Ataoui, R., Ermini, R. Overall performance of water distribution system: a methodology, *Journal of Applied Water Engineering and Research*, 2015b, 3(1), 19–28.
- Bertola, P., Nicolini, M. Evaluating Reliability and Efficiency of Water Distribution Networks, *Proceeding of the Conference of the Efficient Management of Water Networks, Design and Rehabilitation Techniques*, Ferrara (Italy), 2006.
- Ermini, R., Ingeduld, P. Analisi Delle Criticità E Valutazione Dei Livelli Di Servizio Di Reti Di Distribuzione, *Secondo seminario su La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto*, Perugia, 2005.
- Fiering, M.B. Alternative Indices of Resilience, *Water Resour. Res.* 1982a, 18, 33–39.
- Hashimoto, T., Stedinger, J.R., Loucks, D.P. Reliability, Resiliency and Vulnerability Criteria for Water Resource System Performance Evaluation, *Water Resour. Res.*, 1982, 18, 14–20.
- Kwietniewski, M. Field test methodology of water networks from the consumer's point of view, *Civil Engineering and Environmental Systems*, 2006, 23, 287–294.
- Merabtene, T., Kawamura, A., Jinno, K., and Olsson, J. Risk Assessment for Optimal Drought Management of an Integrated Water Resources System Using a Genetic Algorithm, *Hydrological Processes*, 2002, 16(11), 2189–2208.
- Saaty, T.L. Multi-criteria decision-making: The analytic hierarchy process, 2nd ed. vol.1, RWS Publications, Pittsburgh, 1988.
- Zadeh, L.A. Fuzzy sets, *Information and Control*, 1965, 8, 338–353.

SU ALCUNE CARATTERISTICHE TOPOLOGICHE DELLE RETI IDRICHE DI DISTRIBUZIONE

Armando Di Nardo¹, Michele Di Natale¹, Carlo Giudicianni¹, Giovanni F. Santonastaso¹ & Antonietta Simone²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Design, Edilizia e Ambiente, Seconda Università di Napoli; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura, Politecnico di Bari.

ASPETTI CHIAVE

- Utilizzo di metriche innovative della teoria delle reti complesse per la misurazione delle caratteristiche di ridondanza topologica di una rete idrica di distribuzione.
- Confronto di diverse reti acquedottistiche italiane per valutarne le caratteristiche topologiche.
- Analisi preliminare per l'identificazione di proprietà topologiche peculiari e, conseguentemente, di valori di riferimento per metriche topologiche, dei sistemi idrici di distribuzione.

INTRODUZIONE

Dalla *teoria dei grafi*, nata come branca della matematica discreta dagli studi di Eulero agli inizi del '700 sul “problema dei ponti di Königsberg” (Eulero, 1741), passando per la più recente *teoria delle reti sociali* sviluppata a partire dagli anni '20 del secolo scorso, è nato un nuovo movimento di interesse e di ricerche scientifiche, che prende il nome di *teoria delle reti complesse*, favorito dal notevole incremento delle potenze di calcolo computazionale e dalla disponibilità di grandi database di reti reali negli ultimi venti anni. Tale teoria mira ad introdurre nuovi concetti, modelli e misure per caratterizzare la topologia delle reti reali ed identificare principi unificanti e comuni proprietà statistiche (Barabási, 2002; Boccaletti et al., 2006; Costa et al., 2007). Numerosi sistemi reali, appartenenti a differenti classi di problemi, hanno una struttura a rete, sia che riguardino lo studio del comportamento della natura, dell'uomo e della società che la progettazione e la gestione di sistemi tecnologici come, ad esempio, le diverse categorie di infrastrutture civili (strade, ferrovie, elettrodotti, acquedotti, fognature, etc.).

L'applicazione delle analisi delle reti complesse ad alcuni di tali sistemi ha prodotto una serie di risultati inattesi. Infatti, nonostante ciascuna classe di problemi (naturale, sociale o tecnologica) presenti differenti caratteristiche topologiche, i recenti studi hanno mostrato che esistono delle proprietà generali di similarità (Buchanan, 2003) e proprietà peculiari per alcuni sistemi appartenenti ad una categoria specifica (Strogatz, 2003). Tali proprietà possono essere di grande utilità per analizzare l'affidabilità, la robustezza e la resilienza dei sistemi a rete e, quando possibile, individuare criteri per migliorarne la risposta dinamica rispetto ad azioni esterne imprevedute, o anche all'eventuale necessità di espansione che potrebbe presentarsi nel tempo. Poiché i sistemi a rete presentano un grado di complessità crescente all'aumentare del numero di vertici e di archi, fino a qualche decennio fa risultava difficile e, in molti casi, impossibile comparare tra loro diversi sistemi, anche se appartenenti alla stessa categoria. In questi casi, la complessità della rete era tale da farli apparire all'esterno come sistemi completamente irregolari.

Negli ultimi decenni, la crescente potenza di calcolo disponibile ha consentito invece di poter effettuare analisi e misure comparate, spesso molto articolate, anche su reti di grandi o grandissime dimensioni, che hanno colto proprietà di similitudine topologica che fornivano informazioni preziose rispetto a semplici indici descrittivi proposti nella teoria dei grafi. La comunità scientifica ha quindi sviluppato e proposto numerose metriche innovative, basate su diversi approcci, con le quali oggi è possibile analizzare le caratteristiche topologiche dei sistemi a rete: valutando l'importanza di uno o più elementi rispetto al resto del sistema, individuando la presenza di sottosistemi o gruppi, estrapolando nuclei e/o elementi con particolari caratteristiche, etc. Tali metriche, utilizzate in differenti campi di applicazione, possono rappresentare uno strumento preziosissimo per confrontare diversi sistemi tra loro e comprenderne le criticità, testarne la vulnerabilità e/o la robustezza rispetto alla rimozione/aggiunta di uno o più elementi (archi/vertici). E' evidente dunque che, nell'ambito delle nuove opportunità offerte dalla teoria delle reti complesse, sia di grande interesse applicare le metriche proposte anche alle reti idriche di distribuzione (WDN) cercando di individuare gli elementi di novità ed utilità rispetto a quanto già proposto in letteratura, con riferimento alle problematiche di connettività, raggiungibilità, robustezza, etc. (Goulter e Morgan, 1985;

Wagner *et al.*, 1988a, b; Ostfeld, 2005). Com'è noto, infatti, la complessità nella progettazione e nella gestione dei sistemi acquedottistici ha favorito lo sviluppo di metodologie di progettazione basate sull'aumento del grado di ridondanza topologica ed energetica (Mays, 2000), quasi mai frutto di un adeguato approccio matematico ma di empiriche condizioni sull'aumento del numero di maglie e delle sezioni idrauliche dei diametri. Solo recentemente, partendo dalle reti idriche esistenti, sono state proposte tecniche di partizionamento che riducono la ridondanza dei sistemi idrici, applicando il paradigma del *divide and conquer*, per favorire la gestione (Di Nardo *et al.*, 2015a) e la protezione da contaminazioni accidentali o intenzionali (Di Nardo *et al.*, 2015b).

A tal proposito, accanto agli aspetti energetici, essenziali per una buona progettazione e manutenzione di una rete idrica di distribuzione, una comprensione più avanzata degli aspetti topologici potrebbe fornire interessantissimi strumenti per migliorarne la gestione. La valutazione delle caratteristiche topologiche di sistemi a rete, quindi, potrebbe essere utilizzata come una metodologia di supporto alle decisioni per la gestione di reti esistenti (Yazdani e Jeffrey, 2010). Nella memoria, partendo dal confronto di tre reti idriche di distribuzione, rappresentative delle dimensioni medie dei comuni italiani, sono state calcolate alcune metriche proposte dalla teoria delle reti complesse, anticipando alcune considerazioni preliminari su un lavoro più ampio che il gruppo di ricerca sta svolgendo sull'argomento.

METODOLOGIA E RISULTATI PRELIMINARI

Sono state calcolate alcune delle principali metriche, descritte sinteticamente nella Tab. 1, proposte a partire dal 1973 nell'analisi delle reti complesse, con riferimento a tre reti italiane, illustrate in Fig. 1, che presentano dimensioni da 11.000 abitanti fino a 130.000 abitanti, con differenti gradi di magliatura riconoscibili da un'analisi visiva. Tuttavia, per reti acquedottistiche costituite da migliaia di nodi, la comparazione basata su un semplice approccio visivo è molto difficile e non fornisce elementi quantitativi utili per analizzare sistematicamente le caratteristiche topologiche dei diversi sistemi. L'analisi dei valori della Tab.2 evidenzia la capacità di tali indicatori di cogliere le differenze topologiche visivamente riconoscibili, fornendo una misura quantitativa a tali variazioni.

Nome	Definizione	Metrica
<i>Average Degree [k]</i> (Costa <i>et al.</i> , 2007)	Grado medio dei nodi, ovvero il numero complessivo dei legami che mediamente la rete possiede (con m =tratti e n =nodi).	$\frac{2m}{n}$
<i>Topologic Diameter [d]</i> (Costa <i>et al.</i> , 2007)	Lunghezza del maggior percorso nella rete. Fornisce una misura della "profondità" della rete, ovvero del numero massimo dei "passi" tra due nodi (con d_{ij} =lunghezza dei percorsi della rete).	$\max(d_{ij})$
<i>Average Path Length [APL]</i> (Costa <i>et al.</i> , 2007)	Numero medio di passaggi lungo i percorsi più brevi per tutte le possibili coppie di nodi della rete (con n =nodi e $d_{i,j}$ = distanze tra coppie di nodi della rete).	$\frac{1}{2} \sum_{i \neq j} \frac{d_{i,j}}{n(n-1)}$
<i>Density [q]</i> (Jamakovic and Uhlij, 2008)	Descrive il livello generale di connessione tra i punti della rete e si esprime in termini di inclusività e grado di connessione (con m =tratti e n =nodi).	$\frac{2m}{n(n-1)}$
<i>Clustering Coefficient [C]</i> (Wasserman and Faust, 1994)	Misura la tendenza di due nodi adiacenti ad un nodo comune di essere connessi l'uno con l'altro. Fornisce una misura della disomogeneità della distribuzione dei tratti di una rete (con $N\Delta$ = numero di triangoli della rete e N_3 numero di triple della rete).	$\frac{3N\Delta}{N_3}$
<i>Meshedness Coefficient [C_m]</i> (Buhl <i>et al.</i> , 2004)	Valuta la ridondanza di una rete (con m =tratti e n =nodi).	$\frac{m-n-1}{2n-5}$
<i>Algebraic Connectivity [λ_2]</i> (Fiedler, 1973)	Secondo più piccolo autovalore della matrice laplaciana normalizzata. È un numero non negativo che rappresenta la robustezza strutturale rispetto a svincolare parti della rete.	λ_2

Tabella 1. Metriche topologiche sviluppate nella teoria delle reti

L'analisi delle reti di Fig.1 ha evidenziato che l'*Average Degree* assume valori tra 2,14 e 3,07, misurando una più elevata connettività della rete di Parete ($k=3,07$) rispetto alle altre (Fig. 1a-b) che si traduce in un maggior numero di collegamenti soprattutto rispetto alla rete di Giugliano in Campania (Fig. 1c). L'*APL*, che

rappresenta la media degli *shortest paths* tra tutte le possibili coppie di nodi all'interno della rete, indica che la rete di Parete, con valori più bassi, è la più connessa, con un numero ridotto di passi tra tutte le coppie di nodi.

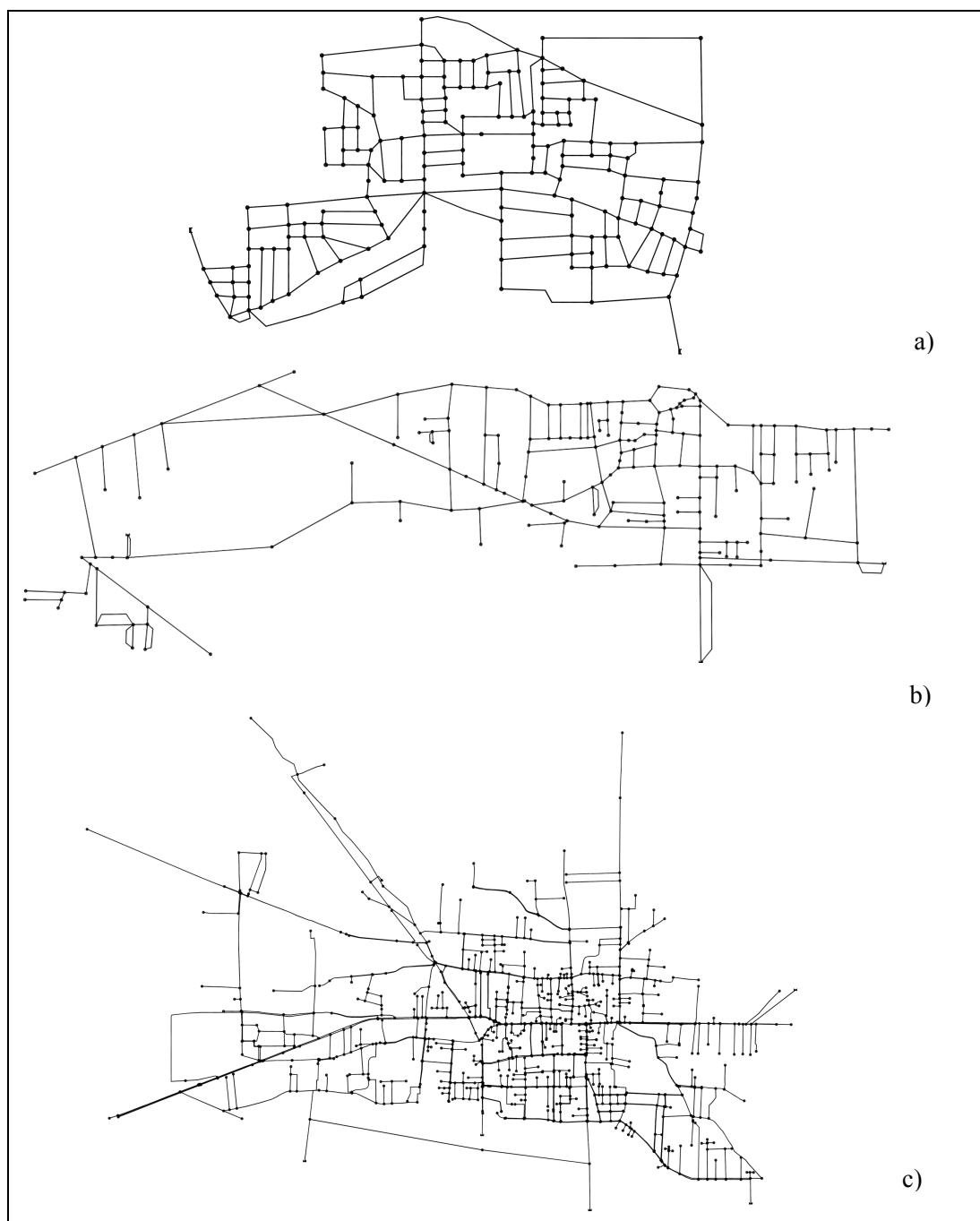


Figura 1. (a) rete di Parete (CE), (b) Rete di Villaricca (NA), (c) rete di Giugliano in Campania (NA)

Tale risultato è confermato anche dalla densità q che, indicando il grado generale di connessione della rete, assume valori maggiori per le reti con un più elevato numero di maglie chiuse. Il *Clustering Coefficient* mostra valori significativamente più elevati per la rete di Parete, fornendo una misura di raggiungibilità espressa in un maggior numero di triangoli e quindi più elevato numero di *loops*. Il *Meshedness coefficient* quantifica, in maniera sintetica, la ridondanza topologia di un rete, con valori variabili tra 0 (per reti alberate) ad 1 (per reti fortemente magliate). Con tale indicatore, la rete di Giugliano risulta essere praticamente “ad albero” con un valore $C_m=0,037$ prossimo allo zero. Infine, l'*Algebraic Connectivity* è utilizzato per analizzare la robustezza e la sincronizzazione delle reti, fornendo una misura della qualità di connessioni all'interno di una rete.

	<i>Parete</i>	<i>Villaricca</i>	<i>Giugliano</i>
<i>n</i>	184	198	999
<i>m</i>	282	249	1071
<i>L (km)</i>	33	36	128
<i>k</i>	3,07	2,51	2,14
<i>d</i>	20,00	32,00	51,00
<i>APL</i>	8.80	11.29	21.22
<i>q</i>	0.017	0.012	0.002
<i>C</i>	0.039	0.007	0.004
<i>C_m</i>	0,273	0,128	0,037
<i>γ₂</i>	0,021	0,007	0,002

Tabella 2. Caratteristiche fisiche e topologiche delle reti oggetto di studio.

CONCLUSIONI

La memoria presenta una sintesi preliminare di uno studio più ampio sulla ricerca di proprietà topologiche caratteristiche delle reti idriche di distribuzione al fine di poter disporre di informazioni, modelli ed indici per valutare in maniera più efficace e quantitativa, sia in termini di gestione che di protezione, l'affidabilità, la robustezza e la resilienza anche in scenari dinamici (manutenzione, partizionamento, allargamento, etc.). Con riferimento a tre sistemi acquedottistici di piccole-medie dimensioni, sono state calcolate e confrontate alcune metriche topologiche proposte nell'analisi delle reti complesse. I risultati preliminari mostrano la capacità delle metriche di individuare e misurare caratteristiche topologiche specifiche di ciascuna rete e valori di riferimento per confrontare differenti layout delle WDN. Sarà inoltre opportuno approfondire se esistono caratteristiche topologiche generali delle reti idriche di distribuzione anche eventualmente legate alla loro dimensione, vetustà, orografia, etc.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Barabási, A., *Linked: The New Science of Networks*, Perseus Books Group, USA, 2002.
- Boccaletti, S., Latora, V., Moreno, Y. & Chavez, M., *Complex networks: Structure and dynamics*, Physics Reports, 2006, 424(4-5), 175-308.
- Buchanan, M., *Nexus: Small Worlds and the groundbreaking new science of networks*, W.W. Norton & Co, New York, USA, 2003.
- Buhl, J., Gautrais, J., Sole, R.V., Kuntz, P., Valverde, S., Deneubourg, J.L. & Theraulaz, G., *Efficiency and robustness in ant networks of galleries*. The European Physical Journal B-Condensed Matter and Complex Systems (Springer-Verlag) 2004, 42(1), 123-129.
- Costa, F., Rodrigues, F.A., Travieso, G. & Villas Boas, P.R., *Characterization of complex networks: A survey of measurements*, Advances in Physics, 2007, 56(1), 167-242.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Musmarra, D., Santonastaso, G.F., Tuccinardi, F.P. and Zaccone, G., *Software for partitioning and protecting a water supply network*, Civil Engineering and Environmental Systems, 2015a, 33(1), 55-69.
- Di Nardo A., Di Natale, M., Musmarra, D., Santonastaso, G.F., Tzatchkov, V.G. & Alcocer Yamanaka, V.H., *Dual-use Value of Network Partitioning for Water System Management and Protection from Malicious Contamination*, Journal of Hydroinformatics, 2015b, 17 (3), 361-376.
- Eulero L., *Solutio Problematis ad geometriam situs pertinentis*, Commentarii academiae scientiarum Petropolitanae, 1741, 8, 128-140.
- Fiedler, M., *Algebraic connectivity of graphs*, Czechoslovak Mathematical Journal, 1973, 23(2), 298-305.
- Goulter, I.C. & Morgan, D.R., *An integrated approach to the layout and design of water distribution networks*, Civil Engineering Systems, 1985, 2 (2), 104-113.
- Jamakovic, A., & Uhlig, S., *On the relationships between topological measures in real-world networks*, Networks and Heterogeneous Media (NHM), 2008, 3(2), 345-359.
- Mays, L.W., *Water distribution systems handbook*, McGraw-Hill Companies, 2000.
- Newman, M. E. J., *Networks: An Introduction*, Oxford University Press, UK, 2010.
- Ostfeld, A., *Water distribution systems connectivity analysis*, Journal of Water Resources Planning and Management, 2005, 131 (1), 58-66.
- Strogatz, S., *Sync : The Emerging Science of Spontaneous Order*. Hyperion Press, Westport, Connecticut, USA, 2003.
- Yazdani, A. & Jeffrey, P.A., *Complex network approach to robustness and vulnerability of spatially organized water distribution networks*, Water Distribution System Analysis Conference, WDSA2010, AZ, USA, 2010.
- Wagner, J.M., Shamir, U. & Marks, D.H., *Water distribution reliability: analytical methods*, Journal of Water Resources Planning and Management, 1988a, 114 (3), 253-274.
- Wagner, J.M., Shamir, U. & Marks, D.H., *Water distribution reliability: simulation methods*, Journal of Water Resources Planning and Management, 1988b, 114 (3), 276-293.
- Wasserman, S. & Faust, K., *Social Network Analysis: Methods and Applications*, Cambridge University Press, UK, 1994.

ILLICIT INTRUSION CHARACTERIZATION IN SEWER SYSTEMS

Bijit K. Banik^{1,2}, Cristiana Di Cristo², Angelo Leopardi² & Giovanni de Marinis²

(1) Department of Civil and Environmental Engineering, Shahjalal University of Science and Technology, Sylhet, Bangladesh (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, Cassino (FR)

KEY POINTS

- Wastewater and storm water management are evolving from a simple sanitary and flood control to a whole environmental protection function.
- A new methodology for characterizing an illicit intrusion in a sanitary or combined sewer system, using on-line pollutant concentration measurements, is proposed.
- The methodology combines SWMM modelling software with a GA optimization algorithm.

1 INTRODUCTION

The knowledge of the quality of the collected wastewater in sewer systems in both dry and wet weather conditions is a very important basic requirement for adequate management strategies. In fact, wastewater quality not only influences the good functioning of the system but in combined sewers, when discharge exceeds the treatment capacity, raw effluents are spilled directly to water bodies. For this reason, models for the characterization of the wastewater have been widely studied for assessing the pollution load overflowed and/or transferred to the wastewater treatment plant (Obropta and Kardos 2007). On the other side, a control on the characteristics of the system input flows is crucial. Operators have to require usually a permit for discharging in sewer systems from the regulatory authority and in some countries, such as Italy (e.g. Italian Law 152/06), the service price has to take into account both the quantity and the quality of discharged wastewater. In this context, a very important aspect of the sewer systems management policy is the detection and the elimination of illicit intrusions.

The problem of the identification of illicit intrusions in sewers shares similarities respect to the application to water distribution systems (e.g. Di Cristo & Leopardi, 2008), but it also presents strong differences. In particular, since the collected liquid is not clear water, the contamination event has to be properly detected denoting differences in the usual composition of the wastewater. The individuation of an anomalous behaviour has been an almost impossible task before that continuous monitoring of pollutant loads becomes feasible, thanks to the development of new sensors technologies (e. g. Bourgeois *et al.*, 2001). Pollution concentrations have been traditionally measured extracting samples manually or automatically and then analysing them in the standardized laboratory. Recently, many on-line quality continuous measurement systems with in-sewer sensors have been developed mainly for storm water monitoring (e.g. Metadier & Bertrand-Krajewski, 2012). This new option opens the possibility of applying pollution source identification procedures to sewer systems, to individuate illicit intrusions. Few rare efforts have been made for individuating illicit injections in a separate storm drainage system (e.g. Irvine *et al.*, 2011). The main novelty of the present contribute is represented by the use of a source identification methodology for characterizing an illicit intrusion in sewers. In particular, the new proposed methodology uses on-line pollutant concentration measurements and formulates the source identification as an optimization problem. It is solved combining a hydraulic and quality simulation tool with an optimization problem solver.

2 SOURCE IDENTIFICATION PROBLEM

The intrusion source is herein characterized in terms of injection location and contaminant loading history, including the intrusion starting time, the release duration, and magnitude. The following basic hypotheses have been made:

- a. the contaminant, also named pollutant, is conservative, such as a heavy metal, because the absence of decay makes the contamination problem more dangerous;
- b. the intrusion is assumed to happen at only one node, even if an extension to multiple sources could be successively performed;

- c. the contaminant intrusion is continuous in the release time interval with a constant concentration;
- d. a number of monitoring stations, able of furnishing contaminant concentration measurements, are installed in fixed positions of the system.

The injection point can be any of the system input nodes while the intrusion can start at any time during the simulation period. The source identification problem is formulated minimizing a dimensionless objective function, F , defined as the normalized square difference between the simulated and the measured contaminant concentration values. The adopted mathematical form of F is:

$$F = \sum_{t=t_0}^{t_c} \sum_{i=1}^{N_s} \left(\frac{C_{it}^{obs} - C_{it}(L, C_0, T_0, D)}{(C_{it}^{obs} + C_{it}(L, C_0, T_0, D)) / 2} \right)^2 \quad (1)$$

where i = sensor index; t = time step; and C_{it}^{obs} and C_{it} = measured and simulated concentration at sensor i at time step t , respectively; L = intrusion node index; C_0 = release concentration (mg/l); T_0 = release starting time; D = release duration (h); t_0 = time of the first detection of the contaminant at the sensor i ; t_c = ending time of simulation; N_s = total number of sensors. In case of the same percentage error for two different measurement values, the adopted formulation of the fitness function gives a larger weight to the larger one. In fact, the same percentage error is less important in the case of a measurement close to the threshold instrumentation, which has a minor reliability.

Measured concentrations are input data of the problem, furnished by the sensor stations placed in fixed positions in the system. Other input data are represented by the system geometry, along with the external inflows. The simulated concentrations are computed through a forward quality simulation, fixing the values of the unknown source characteristics, which are herein represented by the four decision variables: (1) Pollution injection node, L ; (2) Pollutant concentration at the source, C_0 ; (3) Injection starting time, T_0 ; and (4) Injection duration, D . Then, the optimal value of the objective function F (Eq.1) is obtained modifying the values of these variables. For solving the optimization problem a linked simulation-optimization procedure, detailed described in *Banik et al.* (in press), has been developed.

3 SWMM-GA SIMULATION OPTIMIZATION PROCEDURE

Among the different modelling packages actually available, the USEPA's SWMM model (*Rossman*, 2010) is used to perform the hydraulic and water quality simulations, whereas the genetic algorithm library GALib (*Wall*, 1996) is used to solve the optimization problem. In order to integrate the SWMM simulator within the proposed methodology an ad-hoc SWMM-TOOLKIT has been developed (*Banik et al.*, 2014). Since the simulation-optimization procedure, based on a number of consecutive simulations, is computationally expensive and not easily applicable to a large network, an ad-hoc pre-screening procedure is adopted. Using the measured concentrations, the pre-screening procedure selects a limited group of possible candidate nodes, excluding from the search domain the nodes that cannot be the location of the source.

The procedure is based on the pollution matrix concept (*Kessler et al.*, 1998), assuming that all wastewater passing through the intrusion point is considered contaminated. The pollution matrix is constructed by using a modified version of the Floyd-Warshall algorithm (*Floyd*, 1962). It is a $N \times N$ matrix of 0–1 coefficients, where N is the number of nodes, which contains information about the hydraulic behaviour of the system: nodes of the j th column having value '1' represent sources of pollution that can contaminate node j (domain of coverage of node j). If a non-zero concentration is read in a node equipped with a sensor, then all nodes of its domain of coverage represent a possible source of pollution and have to be included in the candidate nodes group. Considering all nodes with a non-zero concentration reading, only nodes in the intersection among their domains of coverage can be the pollution source and have to be considered as candidates.

4 APPLICATION

The procedure is applied to a simple test case, the SWMM Example 8 of the SWMM Manual, while the

complete application to a real sewer network is reported in *Banik et al.* (in press).

The scheme of the SWMM Example 8 system is represented in Figure 1(a), and all geometric data are available in the SWMM example manual (*Gironás et al.*, 2009). It is a combined sewer network and consists of 31 nodes (28 junctions, two outlets and one storage unit), 35 links (29 conduits, one pump, one orifice and four weirs). The served area is 0.12 km². The two outlets are the wastewater treatment plant (WWTP) and the overflow (O1) during wet weather. In Figure 1(a), the lines with the C label represents the natural stream while the sewer pipes are reported with thick black lines, with the P label. The interceptor, indicated with thin black lines with the I label, are pipes designed to capture the sanitary flows during dry weather periods and convey them to the wastewater treatment plant. The dry weather inflows (DWF), expressed as daily mean values, are reported in Figure 1(a) and in all nodes, including the source, the same 24-hour pattern is assumed. The wet weather test is performed adding to the dry weather inflows a two hours rainfall event, starting at 11:00 AM with assigned intensity values (Table 1), representing a 2-year return period storm within the seven sub-catchments of the system.

Time	11:00	11:05	11:10	11:15	11:20	11:25	11:30	11:35	11:40	11:45	11:50	11:55
Intensity (mm/h)	7.37	8.38	9.65	16.26	20.57	39.88	72.39	29.97	18.03	10.67	8.89	7.62
Time	12:00	12:05	12:10	12:15	12:20	12:25	12:30	12:35	12:40	12:45	12:50	12:55
Intensity (mm/h)	5.08	4.83	4.57	4.32	4.32	4.06	3.81	3.81	3.56	3.56	3.30	3.30

Table 1. SWMM Example 8: 2-year storm event data.

Two monitoring stations are considered, arbitrarily placed at node JI3 and JI13 (Figure 1). The same contamination scenario is considered for both dry and wet weather tests, with synthetic measurements generated through a SWMM quality simulation adding in the source node 'J1' a continuous injection of a conservative pollutant with a concentration of 20 mg/l starting at 9 AM with 3 hours duration. The simulation runs from 8:00 AM to 2:00 PM, with a routing time step of 30 seconds for both hydraulic water quality analyses. The computational time required for a single SWMM run is less than 1 s. The obtained synthetic measurements are not reported here for sake of shortness. The string length for representing the problem variables is initially fixed equals to 20; then it is reduced to 18 when applying the pre-screening procedure.

The two tests, considering dry and wet weather conditions, are firstly performed without applying the pre-screening procedure. For each test, the methodology is repeated 50 times to check the consistency of results. In the dry weather test, the source node is successfully identified in 48 cases over 50 (success percentage is 96%), but in the two wrong matches the identified point is the node JI1, close to the real source. The average of the estimated input concentration values is 19.75 mg/l with a standard deviation of 0.62 mg/l. Both the starting time and the duration of the pollution event are correctly identified in all tests.

In the wet weather test, the source node is correctly identified in all runs (success percentage is 100%), and the estimated concentration is 19.90 mg/l with a standard deviation of 0.43 mg/l. The other two decision variables, starting time and duration, are exactly estimated. These results demonstrate the applicability of the procedure also in wet weather condition. Repeating the dry weather test applying the pre-screening procedure, the system scheme is reduced not in a significant manner (Figure 1(b)), with five nodes cut, two of them with the inflow. The flow coming from the cut sections is added to nodes JI4 and JI5. The success percentage of 50 runs in identifying the correct source is the same (96%) of the test without the pre-screening. The average of the estimated input concentration is 19.59 mg/l with a standard deviation of 0.36 mg/l. The other two decision variables, starting time and duration, are estimated perfectly too. This test essentially confirms that the results quality does not change with the pre-screening procedure. It also shows that for small-sized systems the pre-screening procedure does not represent an essential element, with a limited modification of the scheme and a consequently small computational time reduction. A more significant effect is expected on large networks. The sensitivity of the results respect to the GA parameters was also investigated, even if not reported herein.

5 CONCLUSIONS

A new methodology for the characterization of illicit intrusions in sewer systems using online measurements is presented and discussed. Its effectiveness is verified on a literature test case, obtaining very good results. Additional applications on a real sewer system are reported in the companion journal paper *Banik et al.* (in press).

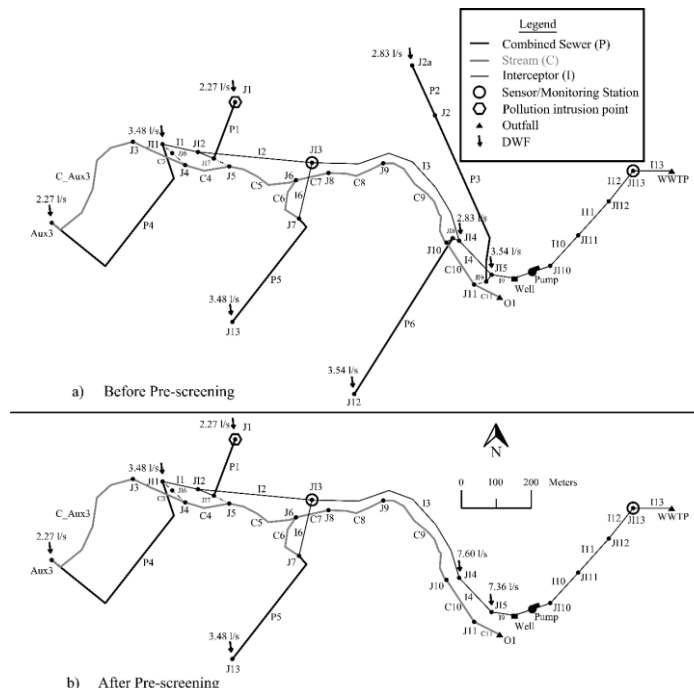


Figure 1. SWMM Example 8 scheme.

Acknowledgements

The first author would like to thank the EU for the financial support through the Erasmus Mundus Joint Doctorate Programme ETecoS3 (Environmental Technologies for Contaminated Solids, Soils and Sediments), grant agreement FPA n° 2010-0009.

The work described in the present paper was partially realized in the framework of the project SIMonA, financed by the Campania Region (Italy) in the Campus Campania Programme

REFERENCES

- Banik, B.K., Di Cristo, C., Leopardi A. SWMM5 toolkit development for pollution source identification in sewer systems. *Procedia Engineering*, 89(c), 750–757, 2014
- Banik, B. K., Di Cristo, C., Leopardi, A. & de Marinis G. Illicit intrusion characterization in sewer systems. *Urban Water Journal*, in press.
- Bourgeois, W., Burgess, J.E., Stuetz, R.M., 2001. On-line monitoring of wastewater quality: a review. *Journal of chemical technology and biotechnology*, 76(4), 337–348.
- Di Cristo, C., Leopardi, A., 2008. Pollution source identification of accidental contamination in water distribution networks. *J. Water Resour. Plann. ManageMgmt. - ASCE*, 134(2), 197–202.
- Floyd, R.W., 1962. Algorithm 97: shortest path. *Communications of the ACM*, 5(6), 345.
- Gironás, J., Roesner, L.A., Davis, J., Rossman, L.A., Supply, W., 2009. Storm water management model applications manual. National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development: US Environmental Protection Agency.
- Irvine, K., Rossi, M.C., Vermette, S., Bakert, J., Kleinfelder, K., 2011. Illicit discharge detection and elimination: Low cost options for source identification and track down in storm water systems. *Urban Water J*, 8(6), 379–395.
- Kessler, A., Ostfeld, A., Sinai, G., 1998. Detecting accidental contaminations in municipal water networks. *J Water Resour Plann Manage*, 124(4), 192–198.
- Métadier, M., Bertrand-Krajewski, J. L., 2012. The use of long-term on-line turbidity measurements for the calculation of urban stormwater pollutant concentrations, loads, pollutographs and intra-event fluxes. *Water Res*, 46(20), 6836–6856.
- Obropta, C.C., Kardos, J. S., 2007. Review of Urban Stormwater Quality Models: Deterministic, Stochastic, and Hybrid Approaches. *J Am Water Resour Assoc*, 43(6), 1508–1523.

PROCEDURA PER IL CAMPIONAMENTO DEGLI EVENTI DI CONTAMINAZIONE NELLE RETI DI DISTRIBUZIONE

Silvia Tinelli, Enrico Creaco & Carlo Ciaponi

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura (DICAr), Università degli Studi di Pavia, Via Ferrata 3, 27100 Pavia (Italy); email: silvia.tinelli01@universitadipavia.it; creaco@unipv.it; ciaponi@unipv.it

ASPETTI CHIAVE

- possibilità di ottenere un numero ridotto di eventi di contaminazione rappresentativi
- la localizzazione di sensori per il rilevamento della contaminazione ottenuta considerando il campione ridotto di eventi è molto simile a quella che si ottiene considerando la totalità degli eventi

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito della gestione delle reti di distribuzione idrica, gli aspetti legati alla qualità hanno assunto negli ultimi anni notevole importanza (Clark *et al.*, 2011). In particolare, sono presenti nella letteratura scientifica numerosi lavori che prendono in esame il problema della contaminazione accidentale o intenzionale dell'acqua all'interno dei vari elementi della rete acquedottistica. A parte il problema della corretta simulazione della propagazione degli inquinanti in rete (van Bloemen Waanders *et al.*, 2005), i principali aspetti analizzati in questo filone di ricerca sono:

- la localizzazione ottimale di sensori in rete, con l'obiettivo di individuare con certezza e tempestività il verificarsi di un evento di contaminazione (Ostfeld *et al.*, 2008);
- l'identificazione delle caratteristiche dell'evento che ha portato alla contaminazione, sulla base di misure di concentrazione dell'inquinante in rete (Shang *et al.*, 2010);
- la risposta all'evento di contaminazione, in termini di pianificazione delle operazioni da effettuare in rete al fine di ridurre l'impatto dell'evento di contaminazione (Alvisi *et al.*, 2012);
- il ripristino della rete, ovvero la pianificazione di operazioni che consentano alla rete di ritornare al funzionamento ordinario una volta terminata la contaminazione (Salomons & Ostfeld, 2015).

La soluzione dei problemi precedentemente elencati, che viene spesso cercata per mezzo di tecniche di ottimizzazione, richiede la definizione dell'insieme dei possibili eventi di contaminazione, ognuno dei quali caratterizzato da una posizione (o alcune posizioni) in cui avviene l'immissione della sostanza inquinante, un istante iniziale, una durata ed un certo valore della massa di inquinante immessa. A scopo esemplificativo, si consideri la rete esempio n.3 di EPANET (Rossman, 2000) (Figura 1a), caratterizzata dalla presenza di 2 nodi sorgente, 3 serbatoi, 92 nodi eroganti, 117 tronchi e 2 pompe. In questa rete, ipotizzando che il generico evento di contaminazione possa avvenire attraverso l'immissione di inquinante in uno solo degli 81 nodi eroganti (non terminali) e assumendo che vi siano, nel giorno tipico di funzionamento, 48 possibili istanti iniziali della contaminazione (cioè ogni 30 minuti), 4 possibili valori di massa di inquinante immessa (50, 200, 350, 500 gr/min) e 5 possibili durate (60, 220, 380, 500, 600 min), il numero totale degli eventi di contaminazione da considerare ammonta a $81 \times 48 \times 4 \times 5 = 77,760$. Il numero totale di eventi aumenta peraltro in modo considerevole nel caso di topologie di rete più complesse di quella considerata nel presente esempio. Visto che le procedure di ottimizzazione basate sulla valutazione degli effetti globali della contaminazione risultano molto onerose sotto il profilo computazionale nel caso in cui il numero di eventi di contaminazione da considerare sia particolarmente elevato, ci si è proposti di mettere a punto una procedura di campionamento che consenta di selezionare un numero "ridotto" di eventi significativi.

2 APPLICAZIONI

La procedura messa a punto per il campionamento degli eventi si basa sulla scelta di:

- numero ridotto di nodi da considerare come possibili sedi di immissione, in modo distribuito sulla rete e a distanza progressivamente crescente da nodi sorgente e serbatoi;

- numero ridotto di istanti iniziali, ottenuti come istanti iniziali delle diverse fasi di funzionamento della rete nel giorno tipico;
- valori intermedi rispetto a quelli sopra riportati per la durata dell'evento e per la massa di sostanza inquinante immessa.

Si riportano in Figura 1b i risultati di due ottimizzazioni effettuate per ottenere la localizzazione ottimale di sensori nella rete di Figura 1a. Le ottimizzazioni erano di tipo bi-obiettivo, essendo finalizzate a massimizzare la probabilità di rilevamento della contaminazione e a minimizzare il numero di sensori installati in rete. In particolare, la Figura 1b riporta le soluzioni ottimali ottenute considerando, in fase di ottimizzazione, il numero totale di eventi (pari a 77,760) (ottimizzazione 1), e le soluzioni ottimali ottenute su un insieme di 196 eventi campionati mediante la procedura descritta in questo lavoro (ottimizzazione 2). Al fine di consentire il confronto con i risultati dell'ottimizzazione 1, per le soluzioni ottenute al termine dell'ottimizzazione 2, ognuna delle quali caratterizzata da una certa dislocazione di sensori in rete, è stata valutata la probabilità di rilevamento della contaminazione sulla totalità degli eventi. La vicinanza delle soluzioni dell'ottimizzazione 1 e dell'ottimizzazione 2 nel grafico di Figura 1b rappresenta una conferma della rappresentatività degli eventi di campionati e, pertanto, dell'efficacia della procedura di campionamento.

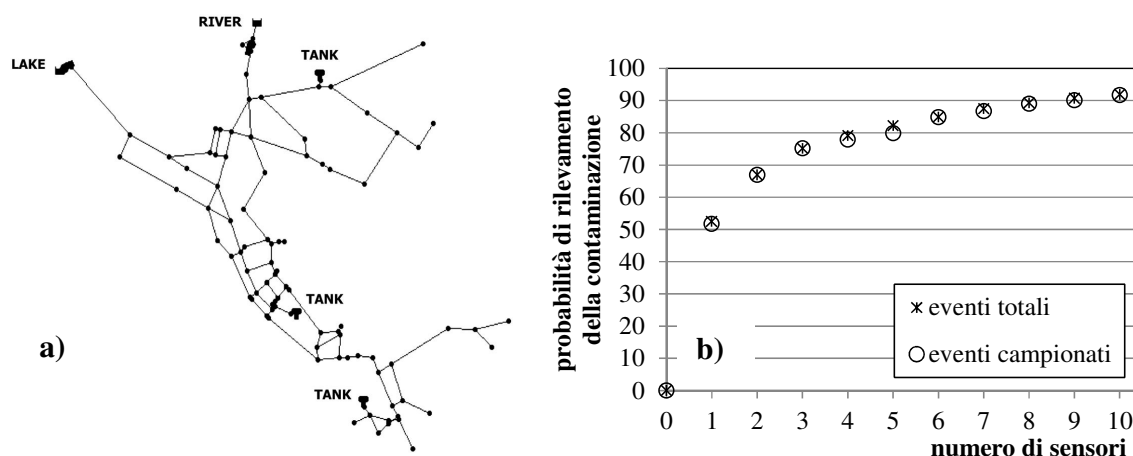


Figura 1. Rete esempio di EPANET (a); ottimizzazione per la localizzazione ottimale dei sensori, soluzioni ottimali ottenute considerando la totalità degli eventi di contaminazione e soluzioni ottimali ottenute considerando gli eventi campionati, rivalutate sulla totalità degli eventi (b).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Alvisi, S., Franchini, M., Gavanelli, M. Nonato, M. (2012). "Near-optimal scheduling of device activation in water distribution systems to reduce the impact of a contamination event." *Journal of Hydroinformatics*, 14 (2) 345-365.
- Clark, R.M., Hakim, S., Ostfeld, S. (2011). *Handbook of Water and Wastewater Systems Protection*. Springer, ISBN 978-1-4614-0188-9.
- Ostfeld, A., Uber, J., Salomons, E., Berry, J., Hart, W., Phillips, C., Watson, J., Dorini, G., Jonkergouw, P., Kapelan, Z., di Piero, F., Khu, S., Savic, D., Eliades, D., Polycarpou, M., Ghimire, S., Barkdoll, B., Gueli, R., Huang, J., McBean, E., James, W., Krause, A., Leskovec, J., Isovitsch, S., Xu, J., Guestrin, C., VanBriesen, J., Small, M., Fischbeck, P., Preis, A., Propato, M., Piller, O., Trachtman, G., Wu, Z., Walski, T. (2008). "The Battle of the Water Sensor Networks (BWSN): A Design Challenge for Engineers and Algorithms." *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 10.1061/(ASCE)0733-9496(2008)134:6(556), 556-568.
- Salomons, E., Ostfeld, A. (2015). "A multi-objective approach for minimizing water network disinfection time and disinfectant quantity." 13th international CCWI conference (CCWI2015), 2-4 September 2015, Leicester, UK, in *Procedia Engineering*, Vol. 119, 2015, pp. 347-351, <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.894>
- Shang, F., Uber, J., and Polycarpou, M. (2002). "Particle Backtracking Algorithm for Water Distribution System Analysis." *J. Environ. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9372(2002)128:5(441), 441-450.
- United States Environmental Protection Agency (USEPA) (2002). "EPANET 2.00.10." (<http://www.epa.gov/ORD/NRMRL/wswrd/epanet.html>), accessed August 2, 2007, USEPA, Washington, D.C.
- Van Bloemen Waanders, B., Hammond, G., Shadid, J., Collis, S., and Murray, R. (2005). A comparison of Navier-Stokes and network models to predict chemical transport in municipal water distribution systems. *Proc., World Water and Environmental Resources Congress*, Anchorage, Alaska.

RELIABILITY ASSESSMENT OF WATER SUPPLY SYSTEMS IN CASE OF DISASTERS: L'AQUILA CASE

Alessandro Pagano¹, Raffaele Giordano¹, Umberto Fratino² & Michele Vurro¹

(1) Istituto di Ricerca Sulle Acque – Consiglio Nazionale delle Ricerche (IRSA-CNR, U.O.S. di Bari) (2) DICATECh – Politecnico di Bari

KEY POINTS

- *The functionality of critical infrastructures (such as water supply) is a fundamental issue both in ordinary operation and during emergencies.*
- *A methodology to analyze drinking water supply infrastructures was implemented, based on the integration of a vulnerability assessment tool, hydraulic modeling and network analysis metrics.*
- *The methodology was developed and implemented in L'Aquila, whose infrastructural system was severely impacted by the earthquake in 2009.*

1 POSITION OF THE PROBLEM

Drinking water security is the ability to access an adequate amount of good quality water to support human health, the economy and the environment. It also means protecting drinking water from a wide variety of hazards, being natural disasters as well as human actions. Several assessment methodologies for infrastructural systems are currently available in the scientific literature, being qualitative, based on system modeling approaches, or quantitative. Nevertheless, limited validation activities of such methodologies were performed against a real disaster (EPA, 2015).

A key property for infrastructural analysis is the 'reliability', usually defined as the probability that the system can provide the demanded flow rate at the required pressure head under different conditions (normal, fire flow, and emergency conditions). Certain emergency conditions are routine for WDS, including pipe breaks, pump failures, power outages, and insufficient storage capacity (EPA, 2015).

Reliability assessment should be based on the integration of different complementary aspects and metrics. Topological reliability, mainly based on the connectivity of the network, is related to the impacts of pipe breaks and infrastructural failures on complex systems; hydraulic reliability is related to the ability of a network to deliver the desired water quantity and/or quality to customer service nodes, depending on flow parameters and performances (EPA, 2015).

The present research activity proposes an assessment of drinking water supply system reliability through the integration of multiple tools and related metrics. The methodology was basically conceived to be used in emergency management phase by Civil Protection Authorities, but it can be also profitably adopted by water utilities in preparedness phase and in ordinary management of infrastructures. A Bayesian vulnerability assessment tool (described in full details in Pagano *et al.*, 2014), is used to identify the main criticalities of the infrastructural network; a model based on graph theory metrics is used to detect the most important pipes and nodes of the network; a hydraulic model is used to define flow parameters in different scenarios, thus deriving operating conditions and network functionality. The methodology was developed and implemented in a significant case study, L'Aquila earthquake in 2009.

2 OVERVIEW OF THE CASE STUDY: L'AQUILA WATER SUPPLY SYSTEM

L'Aquila province (central Italy) was struck by a major earthquake (6.3 magnitude) on 6 April 2009. Although the physical event was relatively moderate, the very high vulnerability of lives, livelihoods, building stock and institutions in the Apennine Mountains emerged (Alexander, 2014). More than 300 people were killed and 1500 injured, about 100000 buildings were damaged and 67000 people left homeless (Alexander, 2010, 2014), due to the severe damage to buildings and infrastructures.

Although emergency management of infrastructures provided a rapid and effective response to the earthquake (Dolce & Di Bucci, 2015), some problems were also faced. Particularly, referring to drinking

water supply service, an important water-pipe, within the “Gran Sasso Aqueduct” failed because crossing the surface trace of a fault activated during the earthquake (Rossetto *et al.*, 2011; Dolce & Di Bucci, 2015). Minor damages occurred also on Chiarino and Ferriera aqueducts. Furthermore, the city center was significantly damaged, and thus the urban water supply system suffered several local damages. Although it was crucial in emergency management phase, as well as in reconstruction, the latter issue will be investigated more in details in future activities.

The hydraulic system of L’Aquila was described in full details in Leopardi (2012), and its functionality discussed in strict cooperation with GSA S.p.A. staff. The main characteristic of the system is that it is composed by multiple small aqueducts, having a significant flexibility due to the presence of mutual connections among the individual systems. The main supply networks are: San Giuliano, Chiarino, Ferriera, Acqua Oria and Gran Sasso, the latter being the most relevant one in terms of discharges (Leopardi, 2012).

3 WATER SUPPLY SYSTEMS RELIABILITY ASSESSMENT

Advances in computing tools supported significant improvements in network design, particularly allowing to explicitly model and describe water distribution system performances under various operating conditions. However, defining the reliability of such systems is a particularly complex issue, due to their inherent complexity and to the uncertainty about possible operating conditions (Greco *et al.*, 2012). As already underlined, the reliability of water supply systems (and, more in general, of critical infrastructures) can be generally derived through the integration of multiple indexes and measures. In the following, such an integrated approach is proposed and implemented in the case of the water supply system of L’Aquila city.

3.1 Vulnerability assessment

A probabilistic vulnerability assessment tool, based on Bayesian Belief Networks (BBNs), had been already developed and validated, and was implemented in L’Aquila Case Study. Full details on the model can be found in Pagano *et al.* (2014). The basic idea is to develop a set of BBNs (the software Netica™ was used) in order to define probabilistic values of specific vulnerability indicators for each element of a drinking water supply system, from source to tap. The model is based on the integration of a wide range of parameters (structural, environmental and operational) which contribute to affect the conditions of pipes and their response to external stresses. The model was applied to L’Aquila water supply system, and used to assess the vulnerability of the whole infrastructural network, with respect to physical hazards. In the Figure 1, the most significant result is proposed: the probabilistic value associated to the state ‘high’ of the variable ‘breaking vulnerability’ is plotted through a chromatic and a numeric scale. The results obtained were discussed and validated with GSA S.p.A. staff, and showed a substantial overlap between the pipes identified as highly vulnerable, and those damaged during the earthquake (particularly on the Gran Sasso aqueduct).

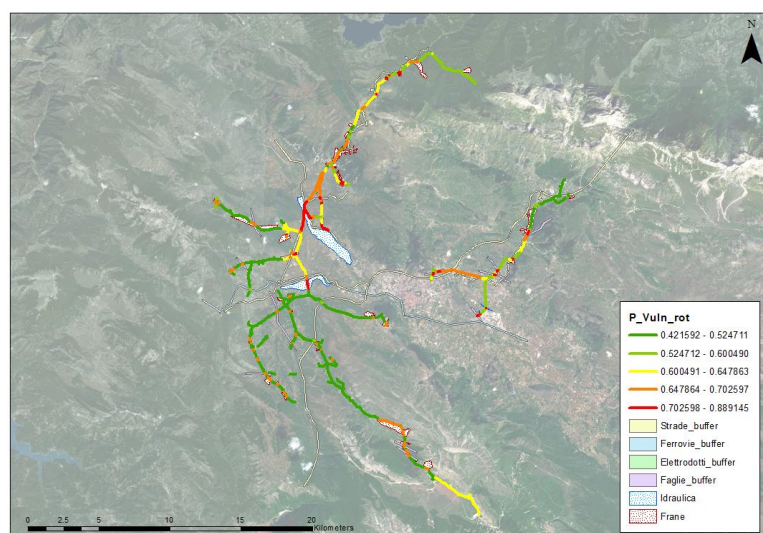


Figure 1. Synthetic results of the ‘breaking’ vulnerability assessment for L’Aquila case study.

3.2 Topological reliability

Topological metrics are based on graph theory, and can be used to assess the reliability of complex networks. Particularly, they allow describing the influence of the underlying structure and connectivity constraints on network behavior, which is interpreted as a graph with pipes as edges and junctions as nodes. Topological metrics can be expressed either in a directed and undirected way (EPA, 2015).

Several authors adopted topological indices to assess network reliability (e.g. Yazdani & Jeffrey, 2011; Trifunovic, 2012; Candelieri *et al.*, 2015). Several measures of network connectivity were introduced and analyzed, such as node degree centrality, graph density, geodesic distance and diameter, betweenness centrality, closeness centrality, clustering coefficient. Each measure provides useful information on network characteristics, and can be used to identify the most important elements of the network.

Recently, Porse & Lund (2016) performed an analysis of connectivity and resilience in the network of California's water resources based on network theory visualization and metrics. The whole system, as well as specific subsystems, are analyzed based on centrality, spacing and linkage measures.

The topological analysis was performed for the whole system of aqueducts in L'Aquila. Cytoscape, an open source software for complex network analysis and visualization, was used for this purpose. Particularly, although several metrics were computed, the betweenness was adopted to identify the most relevant nodes and pipes of the system. The betweenness values were then weighted considering the flow values for links and the pressure for nodes (referring to ordinary functioning scenario, as in Figure 2). The topological reliability analysis identified some elements of Gran Sasso Aqueduct as the most relevant ones. This result, along with the outcomes of the vulnerability analysis, suggested the development of a specific emergency scenario, briefly described in the following section.

3.3 Hydraulic reliability

Hydraulic reliability metrics are based upon spatially and temporally variable flows and/or pressures; the calculation of these metrics requires the simulation of WDS hydraulics that reflects how the system operates under normal conditions and in response to failures or hazards (EPA, 2015). Referring to L'Aquila case study, the functioning of the whole system was firstly modeled referring to ordinary conditions, considering a mean value of pipe flow (see Figure 2). Secondly, an emergency scenario was modeled with EPANET based on the results of the vulnerability assessment model described above, and on the outcomes of topological reliability analysis. In the latter case, particularly, the most vulnerable element of the Gran Sasso aqueduct was closed, thus simulating the situation occurred in the aftermath of the event. Such an approach helps analyzing how damages and, more in general, changed operating conditions may affect network functioning and service levels.

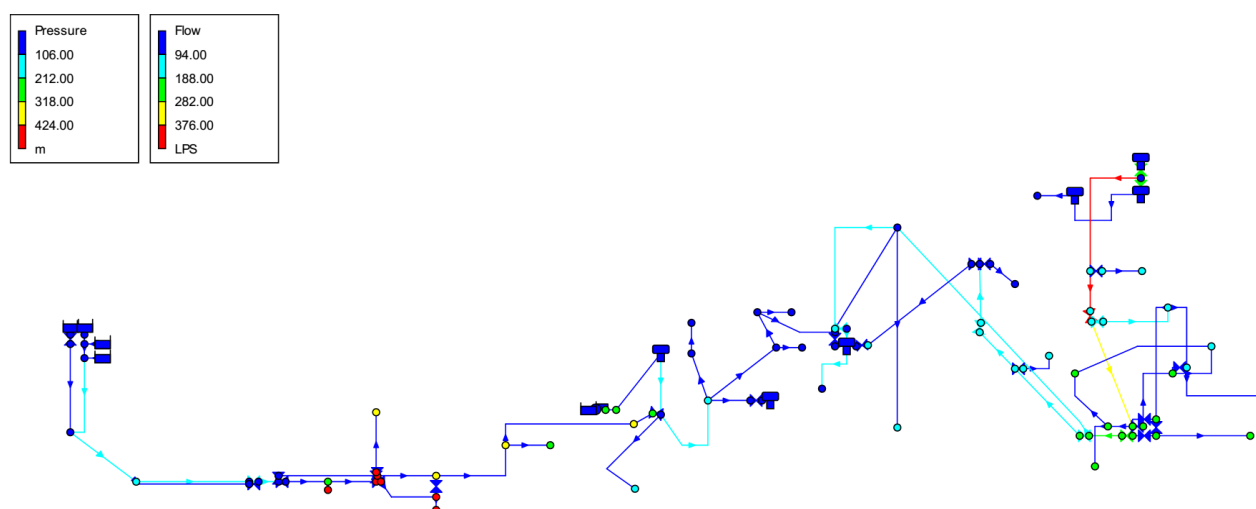


Figure 2. Hydraulic scheme of the interconnected water supply network in L'Aquila.

4 DISCUSSION AND CONCLUSIONS

The proposed activity aims at defining an integrated methodology to assess the reliability of drinking water supply infrastructures. It is based on the integration of a vulnerability assessment tool (to identify the most critical elements of the network), a hydraulic reliability analysis (to compute flow parameters in ordinary conditions and in emergency, thus defining different operating scenarios) and a topological reliability analysis tool (to define the most crucial pipes and nodes of the network). The infrastructural system of L'Aquila, which was severely struck by an earthquake in 2009, was considered for the implementation of the methodology.

The developed model could have a twofold application. On the one hand it could be used in emergency conditions, to describe the response of the system to extreme events. Particularly, specific emergency scenarios could be developed, in order to check whether the water supply service adapt to varying conditions in the aftermath of a disaster or not. On the other hand, it could be used in ordinary conditions, in order to schedule and perform optimal maintenance activity, mainly on the most crucial or critical elements of the network.

The methodology is currently being further developed, and a GIS interface to support data acquisition and management is being built. The analysis is currently being also implemented to urban water supply systems, which are more complex and interconnected systems, and thus require an integrated analysis approach, particularly to describe system performances in case of a major disaster.

ACKNOWLEDGEMENTS

The present research activity was partially developed within a research project funded by the Italian Department of Civil Protection ('Intesa Operativa del 19.12.2006 tra DPC e IRSA—Rep. 618'), and partially within the EU Horizon 2020 funded project 'EDUCEN' (Grant Agreement No 653874). The Authors are particularly grateful to GSA S.p.A. for sharing data and information, and for technical support.

REFERENCES

- Alexander D.E. The L'Aquila earthquake of 6 April 2009 and Italian Government policy on disaster response, *Journal of Natural Resources Policy Research*, 2010, 2(4), pp. 325–342.
- Alexander D.E. Communicating earthquake risk to the public: the trial of the "L'Aquila Seven". *Natural Hazards*, 2014, 72, pp. 1159–1173.
- Candelieri, A., Soldi, D. & Archetti, F. Network analysis for resilience evaluation in water distribution networks, *Environmental Engineering and Management Journal*, 2015, 14(6), pp. 1261–1270.
- Dolce, M. & Di Bucci, D. Comparing recent Italian earthquakes, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2015, in press.
- EPA, Systems Measures of Water Distribution System Resilience EPA 600/R-14/383, 2015.
- Greco, R., Di Nardo, A., Santonastaso, G. Resilience and entropy as indices of robustness of water distribution networks, *Journal of Hydroinformatics*, 2012, 14(3), pp. 761–771.
- Leopardi, M. Gli effetti prodotti dal sisma del 6 aprile 2009 sul sistema idrico della conca aquilana, XXXIII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Brescia, 10-15 settembre 2012.
- Pagano, A., Giordano, R., Portoghese, I., Fratino, U. & Vurro M. A Bayesian vulnerability assessment tool for drinking water mains under extreme events. *Natural Hazards*, 2014, 74, pp. 2193–2227.
- Porse, E. & Lund, J. Network Analysis and Visualizations of Water Resources Infrastructure in California: Linking Connectivity and Resilience, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2016, 142(1), pp. 04015041-1 - 04015041-9.
- Rossetto, T., Peiris, N., Alarcon, J.E., So, E., Sargeant, S., Free, M., Sword-Daniels, V., Del Re, D., Libberton, C., Verrucci, E., Sammonds, P. & Walker J.F. Field observations from the Aquila, Italy earthquake of April 6, 2009, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2011, 9, 11–37.
- Trifunovic, N. Pattern recognition for reliability assessment of water distribution networks. PhD Thesis, 2012, Delft University of Technology.
- Yazdani, A. & Jeffrey, P., Complex network analysis of water distribution systems, *Chaos* 21, 2011, 016111.

MINIATURIZATION OF SMART SENSORS FOR REAL-TIME MONITORING OF WATER SUPPLY SYSTEMS

Marco Carminati¹, Marco Maria Agostino Rossi², Andrea Turolla³, Valentina Pifferti⁴

(1) Politecnico di Milano - Dipartimento di Elettronica, Informazione e Bioingegneria; (2) Politecnico di Milano - Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Sezione Idraulica; (3) Politecnico di Milano - Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Sezione Ambientale; (4) Università degli Studi di Milano – Dipartimento di Chimica.

KEY POINTS:

- *smart-pipe concept*
- *sensors miniaturization: problems and advantages*
- *smart loop and lab tests*

1 INTRODUCTION

In the last decades, the continuous advancements of electronics (in terms of performance, density of functionalities and low-cost) and of micro-fabrication techniques are enabling a pervasive diffusion of miniaturized sensors in several fields, spanning from industry and transportation systems, to healthcare and environmental monitoring (Carminati *et al.*, 2014). Although general common trends can be identified (such as wireless interconnection), each specific application poses particular challenges and constraints (in terms of resolution, dynamic range, bulkiness, power dissipation, response speed, sampling rate, etc...). Here we focus on the application of miniaturized sensors to water supply systems. It should be stressed that present monitoring practice is strongly based on lab analyses requiring an extensive sampling campaign, which implies great efforts in terms of both personnel and costs. Moreover, there is a significant lag between the results of the lab analyses and the potential interventions to be adopted in case of failures.

The relevance of continuous and distributed monitoring of drinking water is thus evident. The two major advantages offered by a dense network of compact sensors measuring several physico-chemical parameters are unprecedented *temporal* and *spatial* resolutions in mapping the water supply network. Significant improvements are thus envisioned for users safety (immediate detection of pipe degradation and leakages, pumps fault and unintentional or intentional water contamination), efficiency and optimization (such as for precise regulation of disinfectants) and maintenance of the network.

2 SENSORS MINIATURIZATION

The key features of an innovative and miniaturized sensor node monitoring water quality, are:

- *Transducer miniaturization*: it enables higher sensitivity to small-scale events, high spatial resolution, faster response (particularly in the case of electrochemical sensors), and aggregation of several types of transducers in compact assemblies, with the additional advantage of low invasiveness to the system under monitoring and ease of installation. On the other hand, smaller transducers (such as the electrodes for impedance sensing) generally imply smaller signals and, thus, require an advanced detection electronics featuring lower noise (and often higher speed).
- *Use of novel materials*: state-of-the-art micro and nano-fabrication capabilities are deployed to fabricate the devices and transducers and also to introduce novel materials (such as organic layers or nanostructured coatings) in combination with conventional substrate materials (glass, silicon, plastic).
- *Electronics miniaturization*: along with the transducer miniaturization, the readout electronics should be miniaturized as well in order to achieve compact units and multichannel operation and, most importantly, improved resolution thanks to the reduction of connection parasitics enabled by the electronics compactness that allows close proximity (Carminati *et al.*, 2012a).
- *Modularity*: in order to allow the addition of different sensors to the platform, its architecture should be standardized and composed of modular sub-units.
-

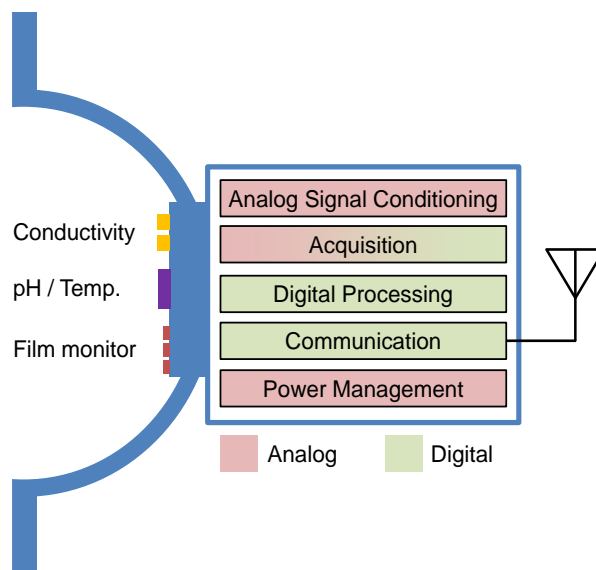


Figure 1. Scheme of the Smart Pipe platform featuring a cluster of miniaturized sensors and readout electronics.

- *Wireless connection:* in order to create a network of wireless sensor nodes, a radio interconnection is mandatory. The details of the communication channel (full duplex vs half duplex, protocol type, operating frequency and distance range, data rate, cryptography level, etc...) clearly depend on the specific application.
- *Energetic autonomy and low-power:* since in the majority of cases battery operation is mandatory, low power consumption is a major design goal and the adoption of energy harvesting solutions enabling long-term autonomous operating is pivotal in achieving this goal (since installation and battery replacement costs are often the major barriers to widespread diffusion of such sensor nodes).
- *Reliability and self-diagnostics:* reliability often represents the most important aspect of a remotely installed sensor operating for a long time, in particulate in safety-critical scenarios as in the case of distributed water monitoring. Together with the adoption of the most robust and stable transduction mechanism, a smart sensor node can be endowed with self-diagnostic capabilities based, for instance, on physical or analytical redundancy (Carminati et al, 2012b) or on additional sensors devoted to monitoring the health status of the platform.

As an example of a sensor platform designed according to the guidelines highlighted above, here we introduce the Smart Pipe system, whose architecture is illustrated in Figure 1. The core set of sensors includes pH (voltage readout, 0.1 pH resolution), temperature (resistance readout, 0.5°C resolution), and conductivity (current readout, resolution better than 0.1% of the full scale range spanning from $\mu\text{S cm}^{-1}$ to mS cm^{-1}). Currently, the sensors are positioned close to the inner surface of the pipe in order to minimize the perturbation of the flow. However, different positions across the profile of the velocity field can be chosen.

In the case of conductivity sensor, the miniaturization of the electrodes causes an increase of the probing frequency due to the reduction of the sensor area (*i.e.* of the electrochemical double layer capacitance), thus requiring proper equivalent impedance modeling of the sensor and a faster electronics (MHz range).

Additionally, an original sensor based on impedance measurement across planar interdigitated microelectrodes, used for cell culture monitoring (Vergani et al., 2012), allows measuring the thickness of deposited films (such as bio-films, up to 50-100 μm) of the pipe inner surface, thus enabling efficient maintenance and self-diagnostics, discarding the measurement and triggering an alarm if the polluting thickness should exceed a given threshold. Furthermore, the electrode surface can be properly modified in order to reduce undesired adhesion and fouling (Soliveri et al, 2015; Pifferi et al, 2015).

A prototype of the compact sensing head (4 cm diameter) with the triad of basic sensors (flat glass membrane for pH with integrated thermistor and 4 couples of gold pin electrodes for conductivity) is shown

in Figure 2. The sensor signals are measured by a compact custom-designed low-noise board coupled to an Arduino microcontroller providing USB and wireless (GSM) connectivity. A point-to-point communication protocol between each node and a central station (acting also as router to the Internet for web access to maps and Cloud-based elaboration) allows periodic collection of data.

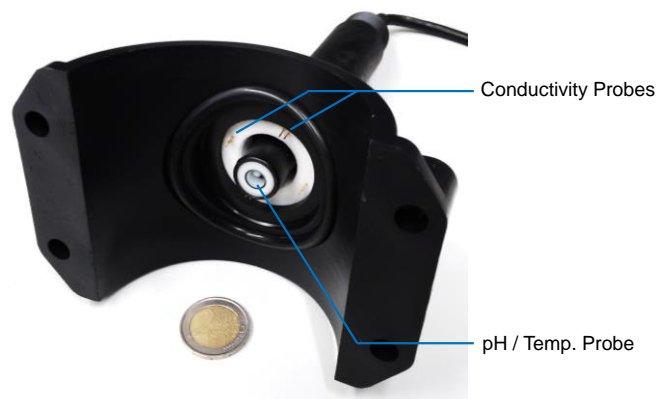


Figure 2. Prototype of the sensor head of the Smart Pipe platform including basic water quality parameters.

3 EXPERIMENTAL VALIDATION SETUP

In order to test the Smart Pipe, a dedicated hydraulic plant, the smart loop, has been designed, as shown in Figure 3. The first requirement for this loop has been the testing of devices up to 8 cm, with the aim of an easy realization of the prototype of integrated sensors. Since different reagents would be used to modify the water characteristics, the supply water tank has been kept as small as possible. In this way, low quantity of reagents would be needed and at the same time the water would not be dangerous to be treated and disposed of. For this reason, considering that all the pipes of the plant have a diameter of 8 cm and the minimum water level in the tank to ensure a good functioning of the pump is 50 cm, the total volume of water is 0.15 m³. As shown in Figure 3, the smart-pipe is placed after a pipe of 2 m in order to allow the use of an ultrasonic flowmeter, that needs 20 diameters of undisturbed flow to correctly operate. Downstream the smart-pipe, a butterfly valve is able to control the flow, enabling the possibility to test the sensors with a wide range of flow velocity.

After the first testing of the prototype, the downstream valve will be replaced with GreenValve, another valve able to harvest the energy as discussed in *Malavasi et al (2016)*. With this solution, the platform of integrated sensors can be fed without a connection to the grid, obtaining a stand-alone application able to monitor the water supply system. This experimental loop will be used to test the capacity of the sensors to measure pH, conductivity and temperature varying the operating conditions, namely water flow velocity, and the water quality parameters, specifically in terms of TDS (Total Dissolved Solids) content. In detail, various types of tests will be performed to check the reliability of the miniaturized sensors with respect to both independent and combined variations of the above-mentioned factors, also paying attention to the type of variation, namely impulsive or as step, and the test duration to simulate the fouling of the sensors.

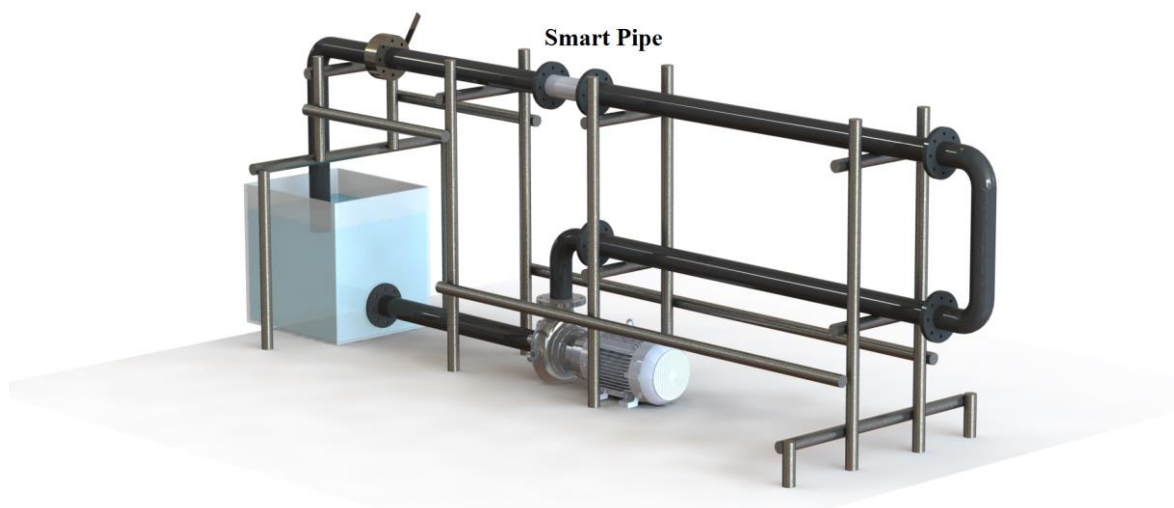


Figure 3. Hydraulic loop designed for Smart Pipe testing

4 CONCLUSIONS

In this paper, an innovative and miniaturized sensor node monitoring water quality, named Smart Pipe has been presented. The aim of the research is the realization of a device designed for the installation in water supply systems, able to provide a real-time monitoring of the water quality.

The first prototype of Smart Pipe has been realized and will be used in the future tests to verify the reliability of the sensors varying the boundary conditions.

Authors want to acknowledge financial support by Fondazione CARIPLO through DRINK-ABLE project (grant no. 2014-1285) and to all the project partners.

5 BIBLIOGRAPHY

- Carminati M., Pedalà L., Bianchi E., Nason F., Dubini G., Cortelezzi L., Ferrari G. & Sampietro M., Capacitive detection of micrometric airborne particulate matter for solid-state personal air quality monitors, *Sens. Actuators. A*, vol. 219, no. 1, pp. 80-87, 2014.
- Carminati M., Vergani M., Ferrari G., Caranzi L., Caironi M. & Sampietro M., Accuracy and resolution limits in quartz and silicon substrates with microelectrodes for electrochemical biosensors, *Sens. Actuators B*, vol. 174, pp. 168-175, 2012a.
- Carminati M., Ferrari G., Grassetti R. & Sampietro M., Real-Time Data Fusion and MEMS Sensors Fault Detection in an Aircraft Emergency Attitude Unit Based on Kalman Filtering *IEEE Sensors J.*, vol. 12, no. 10, pp. 2984-2992, 2012b.
- Vergani M., Carminati M., Ferrari G., Landini E., Caviglia C., Heiskanen A., Comminges C., Zor K., Sabourin D., Dufva M., M. Dimaki, R. Raiteri, U. Wollenberger, J. Emneus & M. Sampietro, Multichannel Bipotentiostat Integrated With a Microfluidic Platform for Electrochemical Real-Time Monitoring of Cell Cultures, *IEEE Trans. Biomed. Circ. Syst.*, vol. 6, no. 5, pp. 498-507, 2012.
- Soliveri G., Pifferi V., Panzarasa G., Ardizzone S., Cappelletti G., Meroni D., Sparnaccic K. & Falciola L., Self-cleaning properties in engineered sensors for dopamine electroanalytical detection, *Analyst*, vol. 140, pp. 1486-1494, 2015.
- Pifferi V., Soliveri G., Panzarasa G., Ardizzone S., Cappelletti G., Meronia D. & Falciola L., Electrochemical sensors cleaned by light: a proof of concept for on site applications towards integrated monitoring systems, *RSC Advances*, vol. 5, pp. 71210-71214, 2015.
- Malavasi S., Ferrarese G. & Rossi M.M.A, GreenValve: Hydrodynamics and Applications of the Control Valve for Energy Harvesting, *Urban Water Journal*, article accepted, 2016.

L'INFLUENZA DELLA DISPOSIZIONE DELLE CADITOIE SULL'EFFICIENZA DI UNA RETE DI DRENAGGIO URBANO

A. Nicotra ^{1#}, O. Penna ^{2#}, C. Denisi ^{3#}, R. Ferrante ^{4#}, L. Gurnari ^{5#}, A. Labate ^{6#}, D. Martino ^{7#}, R. Serafino ^{8#},
P. Filianoti ^{9#}

(#) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Energia, dell'Ambiente e dei Materiali, Università Mediterranea di Reggio Calabria;
(1) angelo.nicotra@unirc.it, (2) oliviapenna89@gmail.com, (3) carmelo.denisi@gmail.com, (4) rachelefrnt@gmail.com, (5) luana.gurnari@gmail.com, (6) labateantonino84@gmail.com, (7) domenico.martino@unirc.it, (8) robertaserafino0@gmail.com, (9) filianoti@unirc.it

ASPETTI CHIAVE

- Si vuole esaminare l'efficacia di un metodo speditivo per la verifica di reti di drenaggio mediante un modello unidimensionale.
- Sono state studiate tre configurazioni di rete attraverso l'ausilio di tre software freeware: rete interrata esistente, rete interrata ottimizzata e rete integrata con reticolo idrografico superficiale.
- I risultati evidenziano che lo stesso strumento può fornire risultati molto diversi.

1 INTRODUZIONE

Il cambiamento climatico, l'aumento delle superfici impermeabili, l'alterazione degli impluvi naturali da interventi antropici, sono le principali cause dei frequenti eventi alluvionali che hanno colpito aree urbane anche con perdite di vite umane, benché provviste di reti di drenaggio. Le condizioni ambientali variare rendono necessaria la verifica delle reti esistenti e il loro adeguamento mediante la progettazione di nuove infrastrutture, se necessarie. I metodi di calcolo classici mostrano la loro inadeguatezza nelle applicazioni pratiche, soprattutto a causa della complessità delle reti e dei diversi processi fisici del ciclo idrologico nei bacini urbani. Fin dagli anni 70', si sono sviluppati numerosi modelli matematici per lo studio dei deflussi urbani, alcuni dei quali molto complessi. Questi modelli, inclusi in software sia di libera diffusione sia a pagamento, simulano in dettaglio tutti i processi idrologici ed idraulici che si sviluppano durante un evento di pioggia. Il ricorso sempre più diffuso ai modelli è stato possibile sia grazie alla crescente disponibilità di informazioni digitali sulla orografia del suolo e di dati meteorologici, sia all'aumentata potenza di calcolo dei computer. La possibilità di simulare in dettaglio i fenomeni idrologici ed idraulici in un bacino urbano mediante questi strumenti comporta, di pari passo, un aumentato impegno da parte dell'operatore nelle fasi di input e di interpretazione dei risultati, che non sono spesso alla portata dei professionisti.

2 OBIETTIVO DELLO STUDIO

Nella presente memoria si propone una metodologia speditiva per il dimensionamento preliminare di reti di fognatura. Essa non sostituisce l'impiego dei modelli bidimensionali o mono-bidimensionali, ma consente di pervenire a risultati efficaci con strumenti di facile reperibilità e di libero impiego (software freeware). La metodologia è stata impiegata per analizzare il funzionamento della rete di drenaggio urbano, interrata, presente a Roccelletta di Borgia, località sita in provincia di Catanzaro. In particolare, si sono analizzate due ipotesi di configurazione: una rete interrata ottimizzata e una rete integrata con reticolo idrografico superficiale. A tale scopo, è stata effettuata la verifica idrologica ed idraulica mediante l'ausilio congiunto di tre diversi software: un sistema informativo geografico QuantumGis, per la ricostruzione della rete e la definizione dei parametri idrologici; un applicativo specifico inp.PINS, per la creazione dei file di input e, infine, SWMM (Storm Water Management Model) per la simulazione idraulica ed idrologica del funzionamento della rete.

3 METODOLOGIA

Per tutte le tre configurazioni di rete studiate è stata utilizzata la medesima procedura. Si è proceduto a disegnare la rete di fognatura comprendente condotte e caditoie (cfr. Figura 1) della località oggetto di studio, a partire dal modello digitale del suolo (DTM), reperito sul portale del Ministero dell'Ambiente.



Figura 1. Il pannello (a) illustra la mappa della località oggetto di studio, il pannello (b) la mappa integrata con la rete fognaria.

Tramite gli strumenti forniti dal GIS, sono stati ricavati tutti i dati di input (parametri idrologici e geometrici delle reti) necessari per le successive simulazioni condotte con SWMM. Per quanto riguarda le piogge, sono state costruite alcune serie sintetiche congruenti con le curve di probabilità pluviometrica del paraggio. Le forme impiegate degli ietogrammi sono il Chicago e il triangolare (quest'ultimo con svariate posizioni del picco), i periodi di ritorno considerati sono 5, 10 e 20 anni. Inoltre, per verificare la metodologia proposta, si è utilizzata la serie delle piogge registrate nel corso dell'anno 2013. Lo SWMM (Storm Water Management Model) è un software per la modellazione dinamica del processo afflussi-deflussi, e viene utilizzato per simulare quantitativamente e qualitativamente eventi di pioggia singoli oppure di lungo periodo, principalmente in aree urbane. SWMM consente di considerare eventuali allagamenti temporanei mediante la definizione dell'"*area pondea*", vale a dire un'area di invaso temporaneo occupata dall'acqua fuoriuscita dalle caditoie quando la superficie piezometrica è al di sopra del suolo, acqua che poi rientra all'interno del sistema quando la piezometrica si abbassa. Si sono condotte simulazioni del funzionamento della rete con tutti i predetti ietogrammi, per individuare quelli che risultavano più gravosi per la configurazione di rete esaminata. Il grado di criticità del sistema drenante è stato valutato, attraverso tre parametri di confronto, vale a dire: il numero di ore in cui si manifesta l'insufficienza del sistema; il numero di ore in cui si ha il superamento di una prefissata soglia di portata e l'estensione dell'"*area pondea*" per le caditoie prese in esame. In tutte le simulazioni condotte, per qualsivoglia configurazione della rete, i risultati più critici si sono manifestati con lo ietogramma triangolare decrescente. Pertanto, con tale forma di ietogramma sono state condotte le simulazioni, al variare del periodo di ritorno.

4 RISULTATI OTTENUTI

I risultati ottenuti per la rete esistente hanno messo in evidenza che tale configurazione risulta insufficiente al deflusso della portata in un elevato numero di condotte compreso il collettore finale, che vanno in pressione. Inoltre elevato risulta essere anche il numero di nodi in cui si verifica la fuoriuscita di volumi d'acqua dal sistema ("*flooding*"), con un volume totale fuoriuscito pari a circa un terzo del deflusso superficiale totale. Assumiamo come indice dell'efficienza della rete il rapporto tra il volume che fuoriesce dal collettore finale e il volume che defluisce superficialmente. Come è evidente, l'efficienza cala al crescere del periodo di ritorno. I valori più bassi dell'efficienza (50%) si sono ottenuti simulando il comportamento della rete esistente con la storia delle piogge occorse nel 2013, comprendente un evento di particolare intensità. Si consideri anche che, nella simulazione di lungo periodo, entra in gioco la situazione del bacino antecedente l'evento.

Per migliorare il funzionamento della rete, si è studiata una configurazione alternativa all'esistente. Le modifiche principali hanno riguardato le caditoie: alcune di esse sono state eliminate, altre spostate di posizione facendo esclusivamente ricorso ad un attento studio del DTM di Roccelletta di Borgia e del reticolo idrografico. Il confronto tra il layout modificato e quello esistente, condotto a parità di ietogramma e condizioni iniziali del bacino, mostra che, grazie alla modifica, la rete drena un'area superiore del 30%; e che il volume defluito nella sezione terminale della rete fognaria è notevolmente incrementato, nonostante il volume totale di *flooding* si mantenga pressoché costante rispetto alla configurazione precedente. Si ottengono pertanto valori di efficienza compresi tra il 75-82% per le serie sintetiche, del 61% per la serie

annuale. Per tali ragioni, si può affermare che la rete proposta rappresenti una configurazione sensibilmente migliorata rispetto alla precedente, nonostante la sostanziale assenza di modifiche strutturali.

Il funzionamento della rete ottimizzata è stato integrato con quello della rete superficiale: spesso le tecniche di modellazione delle reti fognarie non tengono conto di tale interazione e, per tale motivo, non restituiscono risultati verosimili in corrispondenza di intense precipitazioni, per le quali il deflusso superficiale diventa rilevante. Per rappresentare tale interazione, la rete fognaria è stata integrata con 28 canali naturali, e due scarichi sul fiume Corace (cfr. Figura 2c), quali sezioni terminali di altrettanti fossi in esso defluenti. I risultati ottenuti hanno messo in evidenza che il moto nel collettore terminale avviene a pelo libero e che gran parte del deflusso superficiale ha recapito negli scarichi della rete idrografica, senza passare per la rete fognaria. La portata al colmo risulta ridotta di quasi un terzo rispetto alla configurazione ottimizzata; l'efficienza si riduce notevolmente non superando mai il 21% in tutte le simulazioni condotte e tale risultato viene confermato dal rapporto tra i volumi scaricati dal collettore terminale e il volume totale degli scarichi della rete superficiale pari al 28%, 15% e 9.7%, per tempi di ritorno rispettivamente di 5, 10 e 20 anni; mentre è pari al 49% nel caso della serie storica dell'intero anno 2013. Come si vede, il volume d'acqua che non transita per la fognatura è ancora notevole.

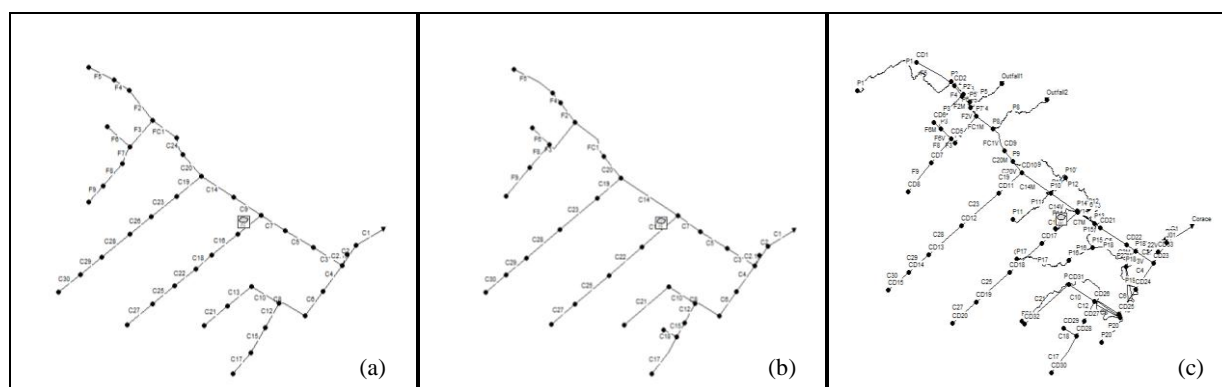


Figura 2. Il pannello (a) illustra il layout della rete esistente, il pannello (b) il layout della rete ottimizzata, il pannello (c) il layout della rete ottimizzata integrata con la rete superficiale.

5 CONCLUSIONI

Non sempre un numero eccessivo di caditoie comporta una maggiore efficienza della rete; infatti, come riscontrato nel presente lavoro, spesso alcune di esse possono risultare superflue, non drenando l'area per cui sono a servizio. Chiaramente, un lavoro fatto a posteriori e con strumenti più dettagliati, risulta sempre migliorabile; tuttavia i cambiamenti che il centro urbano subisce nel corso degli anni andrebbero tenuti in conto per migliorare periodicamente il servizio della rete.

Oggi, gli strumenti GIS forniscono un prezioso aiuto nello studio del tracciato, consentendo la progettazione di una migliore disposizione di tutti gli organi fognari, e massimizzando quindi i benefici dell'infrastruttura idraulica. L'individuazione dei sottobacini tramite le funzioni idrologiche del GIS risulta infatti utile nell'individuazione delle effettive aree di scolo, consentendo in questo modo di distribuire uniformemente il numero di caditoie per ettaro di superficie permeabile. Questa metodologia può essere utile in concomitanza di necessità di ampliamento di una rete già esistente, al fine di evitarne un sovradimensionamento. Tuttavia, non tenendo conto della morfologia del bacino e del reticolo idrografico, sovrastima di molto le capacità di drenaggio del sistema, nel caso in cui si volessero indagare eventi di particolare intensità. La simulazione del funzionamento della rete integrata con il reticolo superficiale consente una rappresentazione più verosimile del deflusso conseguente ad eventi meteorici intensi, in quanto permette di evidenziare i deflussi superficiali non intercettati dalla rete fognaria, i quali seguono percorsi naturali indicati dal reticolo idrografico. Come detto, tale metodologia non vuole sostituire i modelli matematici in grado di riprodurre il fenomeno idraulico in maniera bidimensionale e mono - bidimensionale, i quali certamente forniscono risultati più vicini all'effettivo fenomeno idraulico, ma può essere utilizzata

speditamente con strumenti freeware per il dimensionamento e la verifica di reti di drenaggio.

ANALYSIS OF PRESSURE PATTERNS DURING RAPID FILLING OF UNDULATING PIPELINES

Ciro Apollonio¹, Gabriella Balacco¹, Nicola Fontana², Maurizio Giugni³, Gustavo Marini² & Alberto Ferruccio Piccinni¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica, Politecnico di Bari; (2) Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi del Sannio; (3) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli Studi di Napoli "Federico II".

KEY POINTS

- Air valves are used to release the entrapped air accumulated during both normal operation and filling of a pipeline.
- High pressure surge originates at the end of the filling phase, because of the impact of the liquid column on the valve after the air expulsion, due to the difference in density between air and water.
- Experiments allowed for a better understanding of the phenomenon when the air release valve is located at the high point of an undulating profile.

1 INTRODUCTION

Entrapped air is an important issue in hydraulic engineering because of the serious operating problems arising with air expulsion. Air release/vacuum valves are commonly used to release entrapped air accumulated during both normal operation and the filling of a pipeline. Because of the great difference in density between air and water, the rapid filling of a pipeline can cause huge pressure surge after air has been completely expelled (Benfratello, 1958; Cabrera *et al.*, 1992). Despite their widespread application, data regarding efficiency and effectiveness of air release valves are still lacking, and little or no attention has been paid to maintenance and operational issues (Ramezani *et al.*, 2015).

To this aim, laboratory experiments were carried out to analyze the pressure transient during the filling of an undulating pipeline. The pipeline is initially dry, with air at atmospheric pressure, and is fitted with an orifice for air venting at the high point. Based on the large amount of data collected during experiments, Balacco *et al.* (2015) discussed the transient characteristics at varying orifice diameter and opening degree of upstream and downstream control valves. The effect of the length of the descending pipe was further pointed out by Apollonio *et al.* (2016) on the same set-up, thus allowing a preliminary estimate of the role of the size of the entrapped air pockets on the peak pressure. In all cases, because of the complexity of the pressure transients, it was apparent the need for an improvement of the experimental set up. Consequently, the pipeline at the high point was replaced by a transparent segment, so as to visualize the flow patterns and associate them with the recorded pressure patterns.

2 THE EXPERIMENTAL SETUP

The experiments have been carried out using the facility built at the Laboratorio di Idraulica e Costruzioni Idrauliche of DICATECh, Politecnico di Bari (Figure 1). An Unplasticized Polyvinyl Chloride (U-PVC) pipeline is used, with outside diameter OD 75 mm and nominal pressure 10 bar ($D = 67.8$ mm, $s = 3.6$ mm). Two butterfly valves at the pipeline inlet and outlet allow the filling velocity to vary during the experiments. The pipeline slope is 11° .

Laboratory experiments aim at simulating the filling of a pipe, initially dry at atmospheric pressure, through an air venting orifice. The pipeline has an undulating profile, with a high point in the middle, where an elbow and the orifice are installed, so as to simulate the intermediate high point of a conduit. The ascending pipeline, measured between the upstream valve and the air venting orifice, is 5.43 m long, whereas the descending pipe, measured again between the orifice and the downstream valve, is 5.90 m long. A transparent segment, made of Plexiglass, was fitted at the orifice, one meter on both sides long. The pipeline is supplied by the laboratory hydraulic circuit, with a water tower ensuring a driving head of 16.30 m. An outlet pipe next to the downstream valve discharges water into a laboratory channel for recirculation.

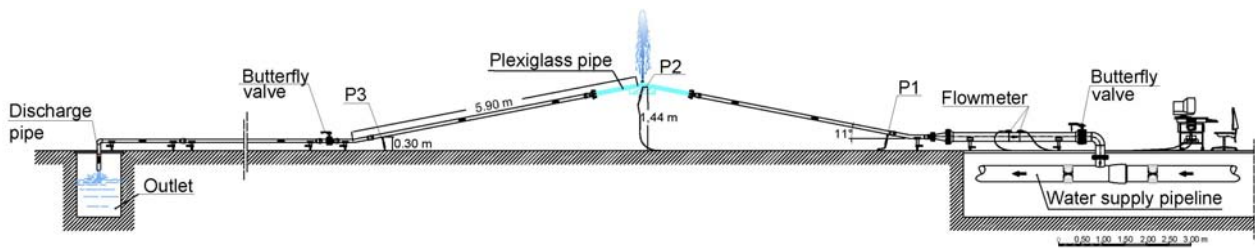


Figure 1. Experimental set-up.

Pressure was measured at a frequency of 300 Hz using pressure transducers (0-6 bar full scale pressure range) and collected using a National Instruments NI cDAQ-9174 analogue-digital converter. Three high-frequency response pressure transducers were installed along the pipeline, located at the beginning of the ascending pipe (P1); below the orifice (P2); and at the end of the descending pipe (P3). Flow discharge was measured using an ultrasonic flow meter, located upstream of the pipeline system. Pressure and flow transducers were accurately calibrated and the accuracy and frequency response were verified before starting the experiments. Flow patterns were identified by means of high speed camera Fastec TS4, which allowed recording of images at 300 frames per second. A dedicated acquisition system based on Arduino Genuino board allowed for synchronization of pressure and image.

3 RESULTS AND DISCUSSION

The experiments were carried out by manually turning the upstream butterfly valve and varying upstream ($\psi_u = 25, 50$ and 100%) and downstream ($\psi_d = 0, 25, 50$ and 100%) valve opening degree, orifice size ($d = 6.4, 9.1, 12.7, 19.1$ and 25.4 mm).

As pointed out by *Apollonio et al.* (2016), the pressure pattern at the air release valve (P2) is much more complicated than outlined in the literature. Different patterns can be identified, according to the boundary conditions. Configuration with $\psi_d = 0\%$, $\psi_u = 100\%$ and $d = 6.4$ mm is undoubtedly the most interesting one, because of the significant air volume to be expelled only through the air release valve. Such a configuration may still represent an interesting case from technical standpoint, when the intermediate outlet of an undulating pipeline is opened and a water column stands after the high point.

Pressure pattern and pictures captured at significant times for a run are given in Figures 2 and 3, respectively. Four different zones can be identified. After filling has started, pressure rapidly increase (1). In this phase the water column moves without a sharp interface between air and water (Figures 3a, b). In the next phase, an anelastic transient occurs (2), which can be easily identified because of the long period of pressure oscillation.

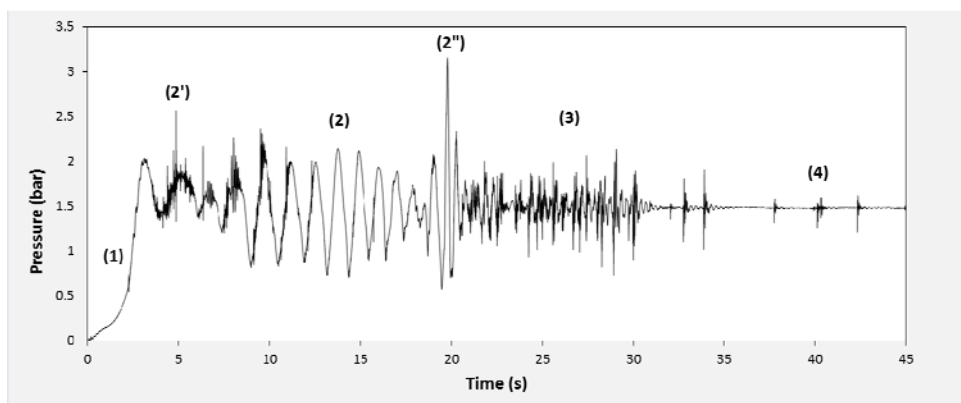


Figure 2. Pressure transient at P2 for $\psi_d = 0\%$, $\psi_u = 100\%$, $d = 6.4$ mm.

Minor elastic transients (2') are observed in the initial part of this phase because of the expulsion of small air pockets (Figures 3c, d). The anelastic transient is caused instead by the compression/expansion of a large

air pocket, which moves upward (Figure 3e) and downward (Figure 3g) according to the pressure fluctuations. When the pocket reaches the orifice, part of the air is released and the pocket size reduces (Figure 3f). The peak pressure is always recorded during this phase (2''). After the large air pocket have been released, smaller residual air pockets are expelled (Figure 3 h) and the transient shows a really unclear pattern (3), until steady state condition establishes. Finally, small elastic transients can be identified (4), caused by the expulsion of small air pockets carried by the flow from the upstream.

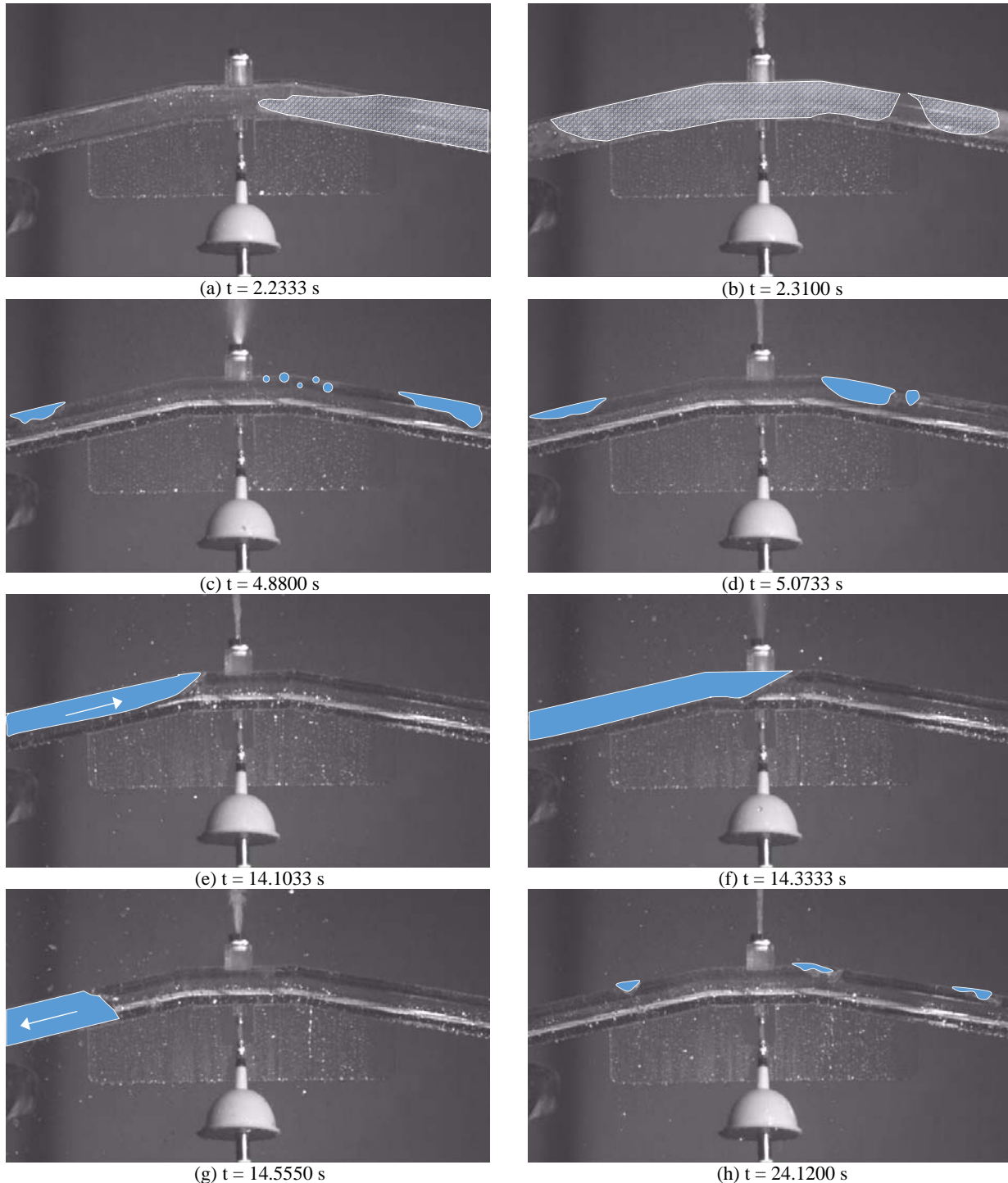


Figure 3. Pictures captured by the high-speed camera during the pressure transient shown in Figure 2 (in blue the air pockets, in gray the air-in-water emulsion).

When the downstream area is partially (or totally) closed, transients show relevant pressure peaks. The air pockets assume different shapes and size according to the filling velocity and air discharge flowing through

the orifice (Fig.4a). In the case of fully open downstream valve ($\psi_d = 100\%$), the maximum pressure surge was found fairly independent of the orifice diameter. In this case, experiments also show a very small pressure increase, in the order of a few decimals of bar (Fig. 4b). Because of the larger outlet area, the greatest part of the initially entrapped air in the pipeline is expelled downstream, consequently the elastic transients are negligible and the mass oscillation prevails in the resulting transient.

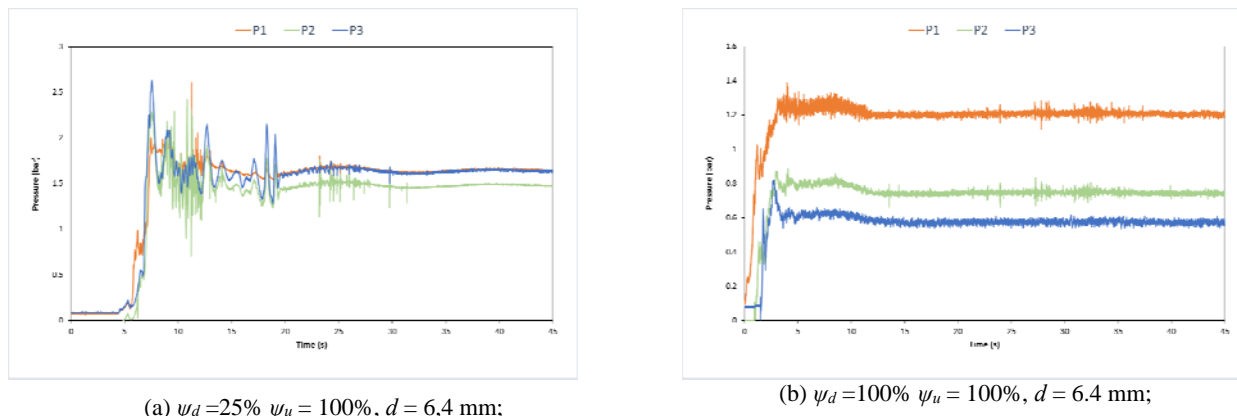


Figure 4. Pressure transients for partially (a) and totally (b) open downstream valve.

4 CONCLUSIONS

The pressure patterns arising during the rapid filling of a pipeline have been analyzed in the paper. Analysis was developed based on laboratory experiments, by varying the opening degree of upstream and downstream valves and the orifice size. A high speed camera was also used to identify flow patterns associated to the pressure transient. For correct interpretation, pressure transients and images were synchronized.

Preliminary results show that the most interesting case occurs when the downstream valve is closed, consequently entrapped air has to be expelled only through the orifice. In this case, the pressure transient is quite different from the patterns usually identified in the literature. Pressure pattern results as a superposition of both elastic and anelastic transients. Elastic transients are caused by the impact of the water column on the orifice after the air pocket has been released. Anelastic transient is due to the upward and downward movement of large air pockets formed during the filling, which remain entrapped because of the small size of the orifice. Peak pressure occurs during such anelastic transient.

On the contrary, when the downstream valve is (also partially) open, the air initially entrapped in the pipeline can flow downstream because of the pressure increase following the filling. In this case, the anelastic transient is similar to the one predicted by the models available in the literature.

Obviously, a more detailed analysis is required to identify the flow patterns originating during the filling of an initially dry pipeline and the associated pressure transients. A mathematical model could be also useful for predictive analysis.

REFERENCES

- Apollonio, C.; Balacco, G.; Fontana, N.; Giugni, M.; Marini, G.; Piccinni, A.F. Hydraulic Transients Caused by Air Expulsion During Rapid Filling of Undulating Pipelines. *Water* 2016, 8, 25.
- Balacco, G.; Apollonio, C.; Piccinni, A.F. Experimental analysis of air valve behaviour during hydraulic transients. *J. Appl. Water Eng. Res.* 2015, 3, 3–11.
- Benfratello, G. Sulle sovrappressioni che si suscitano alla fine del riempimento delle tubazioni mobili (About the overpressures due to the filling of mobile pipes). *L'Acqua* 1958, 5, 129–143. (In Italian)
- Cabrera, E.; Abreu, J.; Perez, R.; Vela, A. Influence of liquid length variation in hydraulic transients. *J. Hydraul. Eng.* 1992, 134, 984–992.
- Ramezani, L.; Karney, B.; Malekpour, A. The challenge of air valves: A selective critical literature review. *J. Water Resour. Plan. Manag.* 2015, 141, 04015017.

SIMULAZIONE NUMERICA DELL'EROSIONE DA IMPATTO IN UN TEST A GETTO ABRASIVO

Gianandrea Vittorio Messa & Stefano Malavasi ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Sezione Ingegneria Idraulica, Politecnico di Milano, Milano, Italia

ASPETTI CHIAVE

- Il lavoro è finalizzato a indagare quanto la stima dell'erosione sia influenzata dai parametri e sotto-modelli più incerti di un modello previsionale applicato ad un test a getto abrasivo.
- Il valore di sfericità delle particelle ha effetto sulla predizione dell'area soggetta ad erosione, ma non sulla stima della quantità di materiale rimosso in un dato lasso di tempo.
- La scelta del modello di erosione condiziona la stima quantitativa dell'erosione, ma non quella della zona dove avviene l'asportazione di materiale.

1 INTRODUZIONE

La presenza di particelle solide in un flusso può causare l'usura di impianti e dispositivi idraulici nei punti maggiormente esposti agli urti delle particelle stesse. Questo fenomeno, detto erosione da impatto, è molto rilevante sia per le macchine idrauliche, come pompe e turbine (Song *et al.*, 2013; Thapa *et al.*, 2015), sia per i dispositivi di regolazione (Wallace *et al.*, 2004). Essere in grado di identificare i componenti maggiormente vulnerabili all'erosione e a stimare la quantità di materiale rimosso per un certo tempo di esposizione ad una miscela abrasiva è di notevole interesse a livello ingegneristico.

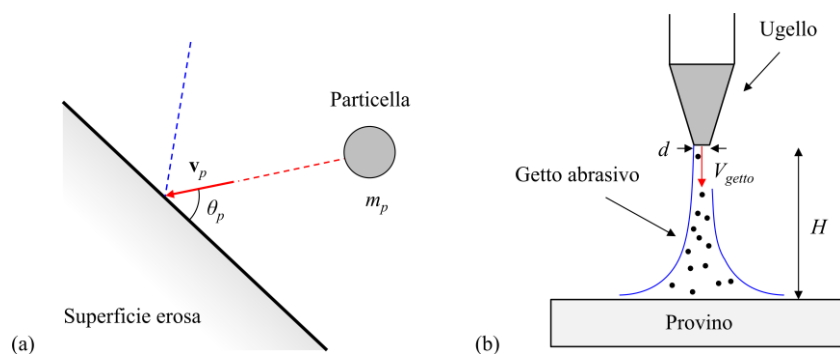


Figura 1. (a) Interazione tra una particella abrasiva e una superficie; (b) Schema di un test a getto abrasivo.

Dato che la modellazione fisica a scala di laboratorio e di campo è spesso preclusa per diverse ragioni tra cui l'elevato costo, l'impiego della fluidodinamica computazionale per la stima dell'erosione è una scelta sempre più diffusa ultimamente. Le ultime versioni dei codici commerciali più utilizzati includono dei moduli che consentono di predire l'erosione con apparente facilità anche in geometrie complesse. Tali moduli si basano su correlazioni di natura empirica, detti modelli di erosione (Parsi *et al.*, 2014), che esprimono la quantità di materiale rimosso da una singola particella che impatta contro una superficie in funzione della massa della particella m_p , delle caratteristiche geometriche e meccaniche della particella, delle caratteristiche meccaniche del materiale colpito, e dal modulo del velocità di impatto v_p e dall'angolo di impatto θ_p della particella (Fig. 1a). Le ultime due quantità sono ottenute mediante modelli bifase basati su approccio Euleriano-Lagrangiano (Van Wachem & Almstedt, 2003), che calcolano le caratteristiche fluidodinamiche medie del fluido in una griglia di punti e determinano le traiettorie di gruppi omogenei di particelle chiamati "parcel".

L'approccio sopra descritto, che appare ad oggi l'unico possibile, presenta però considerevoli limitazioni. In primo luogo, è applicabile solo a miscele molto diluite; in pratica, anche una frazione volumetrica solida dell'ordine di qualche punto percentuale può risultare in un onere computazionale eccessivo (Messa *et al.*,

2015). In secondo luogo, questo approccio non consente di modellare l'effetto del cambio di geometria dovuto all'erosione stessa, che può diventare significativo per medi/lunghi tempi di esposizione alla miscela abrasiva (Nyugen *et al.*, 2014). Infine, anche qualora la miscela sia diluita e il cambio di geometria sia trascurabile, l'affidabilità delle stime può essere compromessa dal fatto che tanto il modello Euleriano-Lagrangiano quanto il modello di erosione dipendono da parametri e sotto-modelli che sono spesso incerti e che, in alcuni casi, non hanno nemmeno una connotazione fisica ben precisa. Quest'ultimo aspetto, reso particolarmente problematico dal fatto che in generale non si hanno a disposizione dati sperimentali che possono essere utilizzati a scopo di validazione o taratura, è l'oggetto di studio della presente memoria.

L'obiettivo del presente studio è di determinare quali sono, tra tutti i parametri del modello previsionale, quelli che condizionano maggiormente la stima dell'erosione, in termini di identificazione delle zone usurate e quantificazione della perdita di massa in un dato lasso di tempo. Il caso benchmark considerato è l'impatto normale di un getto abrasivo sommerso contro un provino di materiale erodibile, uno dei test di laboratorio più comuni per caratterizzare il comportamento erosivo dei materiali (Fig. 1b). In particolare, ci siamo riferiti alle condizioni sperimentali di Mansouri *et al.* (2015), così da poter confrontare le nostre stime con i loro dati sperimentali. Il fluido abrasivo è una miscela di acqua e particelle di sabbia di diametro nominale 300 μm e densità 2650 kg/m³ con frazione volumetrica solida all'uscita dell'ugello pari a 0.6%. La velocità media del getto, V_{getto} , è 14 m/s, il diametro dell'ugello, d , è 7 mm e la distanza ugello-provino, H , è 12.7 mm. Il provino è fatto di acciaio inox AISI 316. La durata dei test è 6 h.

La parte rimanente della memoria è divisa in due parti, seguite dalle conclusioni. Nella prima viene descritto il modello previsionale. Nella seconda vengono illustrati i risultati dell'analisi di sensitività, e viene mostrato il confronto tra le stime ottenute e i risultati sperimentali di Mansouri *et al.* (2015).

2 MODELLO COMPUTAZIONALE

Le simulazioni sono state eseguite utilizzando il codice commerciale Ansys Fluent 15.07. Vista l'esigua frazione volumetrica di particelle (0.6%), è stato possibile trascurare l'effetto della fase solida sul moto del fluido. Pertanto, il campo di moto medio della fase liquida è stato dapprima determinato risolvendo le RANS congiuntamente al modello di turbolenza $k-\omega$ SST. Successivamente, è stata determinata la traiettoria di ciascun parcel risolvendo una coppia di equazioni differenziali ordinarie per la posizione e la velocità del parcel stesso. Su ogni parcel agisce la forza di drag, il cui coefficiente è ottenuto dalla correlazione di Haider & Levenspiel (1989), che tiene conto dell'effetto della loro forma tramite la sfericità ϕ , definita come il rapporto tra l'area di una sfera di volume equivalente e l'area della particella. La dispersione turbolenta dei parcel è stata modellata mediante un modello random walk.

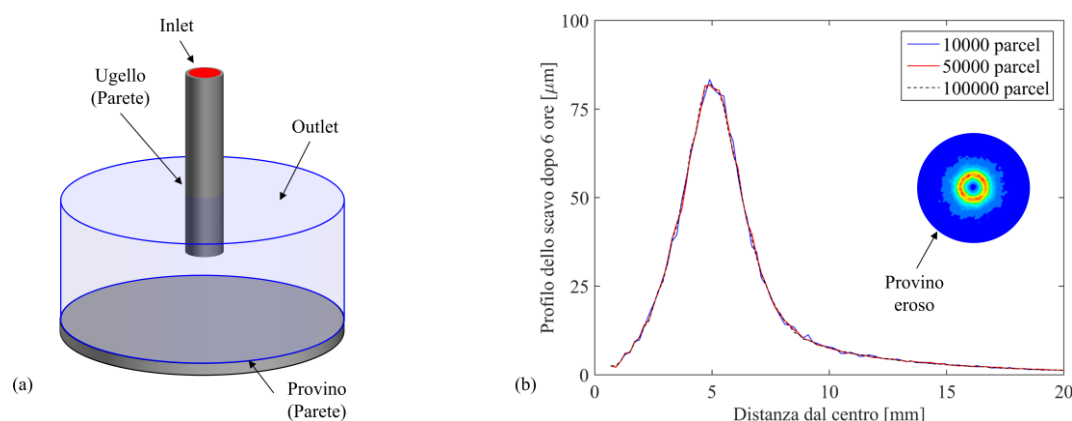


Figura 2. (a) Dominio computazionale e condizioni al contorno; (b) Effetto del numero di parcel sul profilo dello scavo dopo 6 ore di esposizione alla miscela abrasiva.

Al fine di quantificare l'effetto del modello di erosione sulla predizione numerica, sono state utilizzate tre correlazioni comunemente impiegate, cioè la DNV-GL (2015), la E/CRC (Mansouri *et al.*, 2014), e quella di

Oka *et al.* (2005a,b). I valori dei parametri empirici che compaiono nelle tre formule sono quelli suggeriti in letteratura per acciaio inox AISI 316.

Il dominio computazionale è mostrato in Fig. 2a insieme alle condizioni al contorno. Nella sezione di inlet, al fluido è stata imposta una distribuzione di velocità uniforme pari a 14 m/s, mentre i valori di k e di ω sono stati calcolati sulla base dell'intensità turbolenta (5%) e dal diametro idraulico. La posizione iniziale dei parcel è stata ottenuta estraendo da una distribuzione di probabilità uniforme sulla sezione di inlet, e la loro velocità iniziale è stata determinata in modo casuale a partire dal valore medio (14 m/s) e dall'intensità turbolenta, assunta pari a quella del fluido. In corrispondenza della sezione di outlet, la pressione media del fluido è imposta a zero e i parcel escono dal dominio. Sulle pareti solide (ugello e provino), per il fluido è stata utilizzata l'opzione "enhanced wall treatment", mentre ai parcel è imposta una condizione di riflessione con coefficienti di restituzione ottenuti dalle relazione di Forder *et al.* (1998).

Un'analisi di indipendenza dalla griglia ha dimostrato la consistenza della soluzione delle RANS ottenuta discretizzando il dominio computazionale con circa 1 milione di celle esaedriche. In modo analogo, è stato dimostrato che 50.000 parcel consentono di ottenere una consistente e stabile previsione dello scavo (che è stato mediato sulla circonferenza ad una data distanza dal centro), come mostrato in Fig. 2b.

3 RISULTATI

L'analisi di sensibilità sui parametri del modello previsionale ha evidenziato che il valore della sfericità delle particelle ϕ , che compare nella correlazione di Haider & Levenspiel (1989) per il coefficiente di drag, è il parametro più difficile da definire in una simulazione ingegneristica. Allo stesso modo, appare difficile scegliere quale sotto-modello di erosione adottare, dato che in letteratura se ne trovano molti che, apparentemente, sono applicabili alle medesime condizioni operative.

Nel presente lavoro abbiamo discusso e valutato l'influenza della sfericità delle particelle ϕ e della scelta del modello di erosione sulla stima dell'erosione da impatto su un getto piano.

Per quantificare l'erosione, faremo riferimento al profilo dello scavo dopo 6 ore di esposizione alla miscela abrasiva (già mostrato in Fig. 2b) e al rapporto di erosione (ER), cioè il rapporto tra la massa di materiale rimosso in 6 ore e la massa uscita dall'ugello nello stesso lasso di tempo.

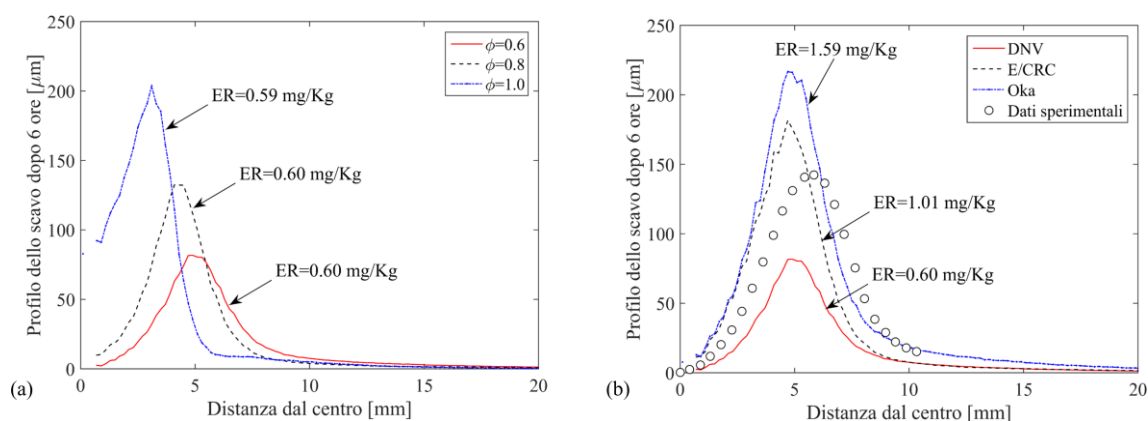


Figura 3. (a) Effetto della sfericità delle particelle sul profilo dello scavo dopo 6 ore di esposizione alla miscela abrasiva. (b) Effetto del modello di erosione sul profilo dello scavo dopo 6 ore di esposizione alla miscela abrasiva. Nello stesso grafico sono riportati anche i dati sperimentali di Mansouri *et al.* (2015).

La Fig. 3a mostra l'effetto della sfericità ϕ , che è stata variata tra 0.6 (valore caratteristico di una sabbia dai grani spigolosi) e 1.0 (particelle perfettamente sferiche). In tutte e tre le simulazioni è stato adottato il modello di erosione DNV-GL (2015). I risultati mostrano che, riducendo ϕ , la regione erosa tende ad allontanarsi dal centro del provino; questo può essere interpretato come una conseguenza del fatto che particelle più spigolose hanno un coefficiente di drag maggiore e, pertanto, il modello utilizzato tende a produrre traiettorie dei parcel più solidali al fluido e che, dunque, deviano maggiormente verso l'esterno. Si

osserva che la variazione di ϕ non modifica sostanzialmente il rapporto di erosione.

La scelta del modello di erosione per $\phi=0.6$ è invece mostrata in Fig. 3b e paragonata ai dati sperimentali ottenuti da *Mansouri et al.* (2015). Si osserva che il modello di erosione ha un considerevole effetto sulla profondità dello scavo e, conseguentemente, anche sul rapporto di erosione il quale varia di un fattore 3; non si rilevano particolari variazioni nella predizione della zona soggetta ad erosione.

4 CONCLUSIONI

Questa memoria descrive un'analisi finalizzata a determinare quanto la stima dell'erosione ottenuta mediante un modello previsionale sia influenzata dai molti parametri e dai sotto-modelli che si trovano in letteratura. In particolare, si è evidenziato l'effetto del grado di sfericità delle particelle e del modello di erosione, informazioni necessarie per la stima dell'erosione ma difficilmente valutabili a priori.

Il caso test considerato, investigato sperimentalmente da *Mansouri et al.* (2015), è l'impatto normale di un getto abrasivo acqua-sabbia contro un provino di acciaio inox AISI 316 per 6 ore. I risultati mostrano che il valore della sfericità delle particelle influenza la predizione dell'area soggetta ad erosione, ma ha un minore effetto sulla stima della quantità di materiale rimossa durante il test. Viceversa, la scelta del modello di erosione condiziona fortemente la predizione della quantità di materiale eroso ma non in modo rilevante l'area soggetta ad erosione. In futuro prevediamo di allestire una campagna sperimentale in cui verranno eseguiti sia dei test a getto abrasivo sia dei test di erosione su valvole di regolazione. Questo consentirà di approfondire l'analisi finora svolta e di estenderla a geometrie più complesse di interesse ingegneristico.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è supportato dal contratto di ricerca "Erosion Prediction in Control Operation" finanziato da ENI S.p.A.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AA.VV. Managing sand production and erosion, DNVGL-RP-O501, DNV GL AS, 2015.
- Forder, A., Thew, M. & Harrison, D. A numerical investigation of solid particle erosion experienced by oilfield control valves, *Wear*, 1998, 216, 184-193.
- Haider, A. & Levenspiel, O. Drag coefficient and terminal velocity of spherical and non-spherical particles. *Powder Technology*, 1989, 58, 63-70.
- Mansouri, A., Shirazi, S.A. & McLaury, B.S. Experimental and numerical investigation of the effect of viscosity and particle size on the erosion damage caused by solid particles, *Proceedings of the ASME 2014 4th Joint US-European Fluids Engineering Division Summer Meeting FEDSM2014*, Chicago, Illinois, 2014.
- Mansouri, A., Arabnejad, H., Shirazi, S.A. & McLaury, B.S. A combined CFD/experimental methodology for erosion prediction, *Wear*, 2015, 332-333, 1090-1097.
- Messa, G.V., Ferrarese, G. & Malavasi, S. A mixed Euler-Euler/Euler-Lagrange approach to erosion prediction, *Wear*, 2015, 342-343, 138-153.
- Nguyen, V.B., Nguyen, Q.B., Liu, Z.G., Wan, S., Lim, C.Y.H. & Zhang, Y.W. A combined numerical/experimental study on the effect of surface evolution on the water sand multiphase flow characteristics and the material erosion behavior. *Wear*, 2014, 319, 96-109.
- Oka, Y.I., Okamura, K. & Yoshida, T. Practical estimation of erosion damage caused by solid particle impact. Part 1: effects of impact parameters on a predictive equation, *Wear*, 2005, 259, 95-101.
- Oka, Y.I. & Yoshida, T. Practical estimation of erosion damage caused by solid particle impact. Part 1: mechanical properties of materials directly associated with erosion damage, *Wear*, 2005, 259, 102-109.
- Parsi, M., Najmi, K., Najafifard, F., Hassani, S., McLaury, B.S. & Shirazi, S.A. A comprehensive review of solid particle erosion modeling for oil and gas well sand pipelines applications, *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 2014, 21, 850-873.
- Song, X.G., Park, J.H., Kim, S.G. & Park, Y.C. Performance comparison and erosion prediction of jet pumps by using a numerical method, *Mathematical and Computer Modelling*, 2013, 57, 245-253.
- Thapa, B.S., Dahlhaug, O.G. & Thapa, B. Sediment erosion in hydro turbines and its effect on the flow around guide vanes of Francis turbine, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 2015, 49, 1100-1113.
- Van Wachem, B. & Almsedt, A.E. Methods for multiphase computational fluid dynamics, *Chemical Engineering Journal*, 2003, 96, 81-98.
- Wallace, M.S., Dempster, W.M., Scanlon, T., Peters, J. & McCulloch, S. Prediction of impact erosion in valve geometries, *Wear*, 2004, 256, 927-936.

INDICE DI EFFICIENZA ENERGETICA PER I SISTEMI DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO

Armando Carravetta¹, Maria Chiara Conte¹, Oreste Fecarotta¹ & Riccardo Martino¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli Studi di Napoli Federico II, via Claudio 21, 80125 Napoli.

ASPETTI CHIAVE

- È stato proposto un esempio di applicazione dell'Extended Product Approach per unità di pompaggio, eseguendo valutazioni sperimentali circa l'EEI (indice di efficienza energetica)
- Sono stati confrontati i profili di carico proposti dalla CEN TC 197 con profili di carico ricavati da dati misurati in reti idriche reali, e confrontati i valori di EEI ricavati per questi profili
- Si è concluso che l'applicazione dell'EPA basato sui profili standard potrebbe penalizzare alcune tipologie di pompe nonostante esse presentino buone prestazioni

1 PREMESSA

Gli impianti di pompaggio a servizio delle reti di distribuzione idrica (Water Distribution Network - WDN) sono soggetti a molteplici trasformazioni per risultare conformi alle nuove regole comunitarie riferite ai prodotti connessi all'energia, per effetto delle direttive 2005/32/CE e 2009/125/CE. Dal punto di vista del prodotto è stato definito un indice prestazionale minimo delle pompe, il MEI (Minimum Efficiency Index) in modo da incrementare l'efficienza energetica del prodotto (Product Approach).

Si è poi cominciato a ragionare sull'integrazione di tale prodotto all'interno del sistema idrico (Extended Product Approach - EPA). Nell'ottica di attuazione dell'EPA, una commissione CEN TC 197 sta attualmente operando sulla definizione di nuove procedure per testare e verificare l'efficienza delle pompe e confrontare le prestazioni delle unità di pompaggio composta da pompa, motore e sistema di comando, introducendo un nuovo Indice di Efficienza Energetica (EEI), determinato mediante prove sperimentali sull'unità e basato su tre differenti profili di carico standard.

Da un'attenta analisi di letteratura, risulta evidente quanto sia importante la definizione di diagrammi di carico preliminarmente allo sviluppo di procedure di individuazione delle caratteristiche prestazionali delle macchine oggetto di studio. In tale ambito, *Pilscikovs & Dzelzitis* (2013), considerando un andamento lineare della curva di carico, hanno formulato un diagramma di carico specifico relativo al range di portata, espressa in termini percentuali rispetto al BEP, di 12, 35, 55, 75 e 100%, rispettivamente corrispondenti a durate temporali, in percentuale rispetto al tempo totale, di 45, 27, 14, 9 e 5%.

Hirshberg (2008), invece, ha posto le basi per lo sviluppo di un metodo di misurazione dei profili di carico e della curva di controllo, per la valutazione dell'efficienza nelle stazioni di pompaggio. Questi ha derivato un profilo di carico generale sulla base di misurazioni sperimentali, sviluppando una successiva analisi di sensitività che tiene in conto di un fattore di divergenza funzione della differenza tra il profilo di carico di flusso e quello di potenza. In particolare, considerando, come *Pilscikovs & Dzelzitis* (2013), un andamento lineare della curva di carico, ha analizzato il medesimo profilo di carico indicato dal CEN TC 197 per il calcolo dell'EEI.

Tale indice viene calcolato da *Lang et al.* (2013) mediante due metodologie, di cui una sperimentale ed una semi-analitica, valide in maniera indipendente sia dal profilo di carico standardizzato che dalle curve di controllo della pressione. Nella trattazione sviluppata, gli autori prendono in considerazione esclusivamente le tipologie di diagrammi di carico indicate dal CEN TC 197, senza effettuare il confronto con quelle reali, tipiche della pratica acquedottistica.

Inoltre, in letteratura tecnica, allo stato attuale non sono specificati indici prestazionali di riferimento, risultando dunque evidente la necessità di ampliare il campo di investigazione teorico-sperimentale. Ai fini della valutazione degli opportuni diagrammi di carico e della forma funzionale della curva di carico che riproduca più fedelmente le reali condizioni operative degli impianti di pompaggio a servizio dei sistemi acquedottistici, nel presente lavoro si intende investigare l'influenza delle curve di carico sull'EEI.

2 INDICE DI EFFICIENZA ENERGETICA (EEI)

L'EEI rappresenta l'indice di prestazione dell'intera unità di pompaggio (Hirschberg, 2014; Stoffel, 2015) ed è calcolato sulla base di profili di carico. La norma indica tre profili di carico rappresentativi delle possibili condizioni di funzionamento dell'unità. Ciascun profilo è composto da una distribuzione di frequenza delle portate, Figura 1(a), e dalla corrispondente curva di impianto, Figura 1(b):

1. *constant flow*, corrispondente alle condizioni di pompaggio tra due serbatoi con livelli variabili e modeste variazioni di portata; in questo caso la distribuzione delle prevalenze corre lungo la curva caratteristica della macchina;

2. *variable flow open loop*, derivante dagli studi sulla distribuzione oraria della domanda in costruzioni di differente tipologia e presenta grande variabilità di richiesta con valori di portata minima molto bassi e molto frequenti. La distribuzione delle prevalenze è di tipo lineare ed espressa mediante la seguente equazione:

$$\frac{H}{H_{100\%}} = 100 \left[0.75 + 0.25 \left(\frac{H}{H_{100\%}} \right) \right] \quad (1)$$

3. *variable flow closed loop*, profilo indicato per il funzionamento di circolatori, presenta un campo di variazione della portata più ristretto rispetto al precedente caso. La distribuzione delle prevalenze, anche in questo caso, è di tipo lineare e definita dall'equazione:

$$\frac{H}{H_{100\%}} = 100 \left[0.5 + 0.5 \left(\frac{H}{H_{100\%}} \right) \right] \quad (2)$$

Sulla base del profilo di riferimento, viene calcolata la media ponderata della potenza elettrica come:

$$P_{avg} = \sum_{i=1}^N \left[P_i \left(\frac{\Delta t}{t_{tot}} \right)_i \right] \quad (3)$$

dove N è il numero totale di punti del profilo e P la potenza elettrica misurata nei singoli punti i.

L'EEI viene dunque calcolato come

$$EEI = \frac{P_{avg}}{P_{ref}} \quad (4)$$

La P_{ref} è riferita alla potenza minima al BEP del gruppo di pompaggio, secondo il regolamento 547/2012/CE.

3 RISULTATI E DISCUSSIONE

3.1 Profili di carico nelle reti di distribuzione idrica reali

Nell'ambito dei sistemi di approvvigionamento e distribuzione idrica, in condizioni reali di funzionamento, data la possibile estrema variabilità delle distribuzioni di frequenza del carico nelle diverse possibili applicazioni, il significato dei profili standard previsti dalla norma, per la valutazione delle prestazioni, sembrerebbe non esaustivo.

Per un tipico modello di domanda giornaliera di Water Distribution Network per grandi aggregati urbani, come quello mostrato in Figura 1(c), la distribuzione di frequenza corrispondente risulta profondamente differente dai profili suggeriti dalla norma. Essa appare bimodale, presentando, infatti, due picchi corrispondenti alle fasce orarie a maggior richiesta del pattern giornaliero di domanda.

In tale ambito, si è voluto, dunque, analizzare, in prima analisi, l'effetto della forma delle curve di carico e delle distribuzioni di frequenza del flusso sul calcolo dell'indice di efficienza. Oltre ai profili di carico standard, sono stati considerati tre ulteriori tipi di distribuzione, aventi forma funzionale di tipo quadratico e passanti tutti per il punto di BEP delle curve caratteristiche (Q , H) di ciascuna macchina e con intercetta sull'asse verticale pari rispettivamente a $0.75H$, $0.50H$ e $0.2H$. Le prime due distribuzioni rappresentano una forma alternativa delle equazioni (1) e (2); l'ultima è la distribuzione tipica in caso di un sistema di pompaggio con forti perdite di carico (tali casi vengono denominati nel presente articolo come *variable flow high friction*).

Per i test sono state selezionate due macchine Caprari aventi differenti caratteristiche geometriche ma stesso punto di BEP. Le macchine in questione sono una pompa centrifuga multistadio ad asse orizzontale HMU 50-2/2A, ed una monogirante sempre ad asse orizzontale MEC A2/50A.

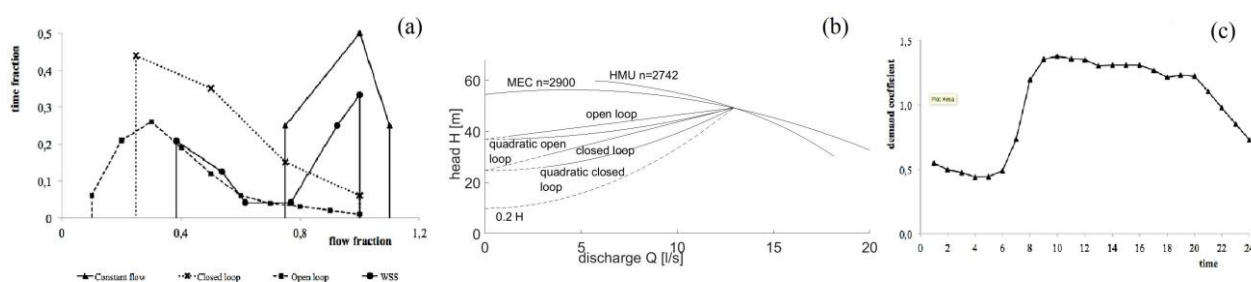


Figura 1. In figura sono riportate (a) la distribuzione di frequenza delle portate (b) le curve di impianto usate nella sperimentazione (c) l'andamento orario delle portate tipico di una WDN da Lamberti (1994).

3.2 Performance test e risultati

Le prestazioni idrauliche ed elettriche delle due macchine sono state misurate presso il Laboratorio Caprari e verificate presso il nuovo Laboratorio *Hydro Energy Lab* della Federico II di Napoli, seguendo gli standard ISO9906, IEC60034-2-1 e EN50598-2 per i test di accettazione rispettivamente di pompe, motori e variatori di frequenza (VFD). Sono state testate le condizioni di lavoro di entrambe le unità di pompaggio, per diverse velocità di rotazione, misurando i principali parametri idraulici ed elettrici, da cui è stato possibile ricavare sperimentalmente le corrispondenti curve caratteristiche.

L'EEI è stato valutato per i due gruppi ed i valori sono riportati in Tab. 1 e 2. In Tab. 3 sono invece riportati gli scarti tra gli EEI dei due gruppi. Dal raffronto eseguito, è riscontrabile come la MEC definisca prestazioni superiori rispetto alla HMU in tutte le condizioni di prova. Risulta inoltre che i valori dell'indice, calcolati per i due gruppi, presentano tra loro non trascurabili scarti, rispettivamente pari al 7.59% per la distribuzione *open loop* e al 4.74% per la distribuzione *closed loop*. Dall'utilizzo della forma quadratica per le distribuzioni, si nota l'inversione dell'entità dello scarto tra *open loop* e *closed loop*, rispettivamente pari a 6.71% e 8.67%. Tali differenze di valori tra gli indici calcolati per HMU e MEC si riducono sensibilmente se si utilizzano le distribuzioni di flusso reali invece di quelle indicate dalla normativa, comportando una riduzione dello scarto rispettivamente dal 7.59% al 5.70% e dal 8.67% al 5.04%. Inoltre gli EEI sono soggetti ad una notevole riduzione nel caso di *variable flow high friction*, in riferimento al quale lo scarto tra gli EEI ottenuti si attesta al 3.63%. Tale ultimo aspetto è determinato dalle condizioni operative di riferimento, in questo caso più vicine alla massima efficienza della MEC.

4 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato proposto un esempio di applicazione dell'EPA per due unità di pompaggio, eseguendo valutazioni sperimentali circa la valutazione dell'EEI. Sono stati confrontati i valori ricavati sulla base di differenti profili di carico proposti dalla CEN TC 197 ed ulteriori altri profili ricavati da dati misurati in reti idriche reali. Utilizzando tali diversi profili di carico, sono state evidenziate differenze prestazionali sostanziali tra i due dispositivi elettromeccanici presi in esame, aventi medesimo punto di massimo

rendimento BEP ma presentanti diversa forma funzionale delle curve caratteristiche.

E' stato riscontrato che, nel caso di funzionamento di una WDN, gli scarti tra gli indici prestazionali si riducono rispetto a quelli riferiti alle curve di carico standard di una WDN. Si deduce, pertanto, che l'applicazione dell'approccio basato su profili di carico che poco si adattano alle WDN penalizzerebbe alcune tipologie di pompe idrauliche attualmente disponibili in commercio, in grado di fornire prestazioni lievemente peggiori in termini di consumo energetico rispetto a quelle più performanti, ma una migliore funzionalità nelle condizioni di impiego richieste.

Head distribution	Open loop	Closed loop	WSS
Open loop	0.2993		0.5176
Open loop quadratic	0.2781		0.5008
Closed loop		0.2933	0.4879
Closed loop quadratic		0.2506	0.4572
Variable flow high friction			0.40833

Tabella 1. Valori di EEI calcolati per le diverse distribuzioni di prevalenza e frequenze di flusso per la pompa HMU 50-2/2A

Head distribution	Open loop	Closed loop	WSS
Open loop	0.3239		0.5489
Open loop quadratic	0.2981		0.5301
Closed loop		0.3079	0.5130
Closed loop quadratic		0.2744	0.4815
Variable flow high friction			0.4237

Tabella 2. Valori di EEI calcolati per le diverse distribuzioni di prevalenza e frequenze di flusso per la pompa MEC-A2/50A

Head distribution	Open loop	Closed loop	WSS
Open loop	7.59%		5.70%
Open loop quadratic	6.71%		5.52%
Closed loop		4.74%	4.88%
Closed loop quadratic		8.76%	5.04%
Variable flow high friction			3.63%

Tabella 3. Scarti tra i valori di EEI calcolati per le due differenti pompe.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Hirschberg, R. Efficiency Evaluation of Booster Stations Using Load Profiles and Control Curve, technical report VDMA Pumps + systems, 2014.
- Lamberti, L. Distribuzione temporale dei consumi idropotabili, in Rapporto sui consumi idropotabili in Italia sul finire degli anni 80, La Buona Stampa Ed., 1994.
- Lang, S., Ludwig, G., Pelz, P. F. & Stoffel, B. General Methodologies of Determining the Energy-Efficiency-Index of Pump Units in the Frame of the Extended Product Approach, Proceedings of the 8th International Conference on Energy Efficiency in Motor Driven Systems (EEMODS), Brazil, 2013.
- Pilscikovs D., Dzelzitis E., "Evaluation of Efficiency Improvement Potential Applying Proportional Pressure Control for Variable Speed Pumps in Water Supply". International Journal of Engineering Science Invention, Volume 2, 29-38, 2013.
- Stoffel, B. Assessing the Energy Efficiency of Pumps and Pump Units: Background and Methodology, Elsevier, 2015

ADDRESSING GLOBAL WATER CHALLENGES AND RISKS THROUGH SOCIO-HYDROLOGY

Stefan Uhlenbrook, Angela Renata Cordeiro Ortigara

United Nations World Water Assessment Programme (WWAP), UNESCO, Perugia, Italy

KEY POINTS

- *The global water crisis;*
- *The interlinkages between water and sustainable development based on the World Water Development Report (WWDR) 2015 on “Water and Sustainable Development” and WWDR 2016 on “Water and Jobs”;*
- *The role socio-hydrology in informing the society and supporting good policy making.*

1 INTRODUCTION

Water is an essential component of national and local economies (WWAP, 2016). Sustainable water management, water infrastructure and access to a safe, reliable and affordable supply of water and adequate sanitation services improve living standards, support economic development, and lead to the creation of more decent jobs and greater social inclusion. Sustainable water management is also an essential driver of green growth, sustainable development and sustainable ecosystems.

Conversely, neglecting water issues brings in the risk of imposing serious negative impacts on economies, livelihoods and populations with potentially catastrophic and extremely costly results. Unsustainable management of water and other natural resources can cause severe damages to economies and to society, thus reversing many development gains. Addressing water resources from the broader perspective proposed by Socio-Hydrology, integrated policies and coordinated investments will be important to ensure resilient and sustainable development in both developed and developing countries and, consequently, it supports achieving the Agenda 2030 for Sustainable Developments.

2 THE GLOBAL WATER CRISIS

According to *Leflaix et al.*, (2012), the global water demand is projected to increase by 55% between 2000 and 2050, with 400% rise in the demand for manufacturing, 140% in electricity and 130% in domestic use. By 2050, agriculture will need to produce 60% more food globally and 100% more in developing countries (*Alexandratos and Bruinsma*, 2012). Urbanization is another driver of increasing water demand. Two third of the world's population will be living in urban areas by 2050, with nearly 90% of the increase to take place in the urban areas of Africa and Asia, with a significant increase on the number of people living in slums (UN, 2014).

The number of people living in river basins under severe water stress will represent over 40% of the world's population (3.9 billion) in 2050 (*Leflaix et al.*, 2012). These two global trends are emerging: climate change and growing economic development in developing economies, urgently calling for new approaches to the management of water resources. It is clear that water management will play a key role in tackling the developmental challenges of the twenty-first century, such as urbanization, sustainable industrial development and growth, poverty eradication, ensuring widespread food and water security, responding to changing consumption patterns and conserving threatened ecosystems (e.g. WWAP, 2015).

3 WATER AND SUSTAINABLE DEVELOPMENT

Water is at the core of sustainable development yet development and economic growth can put pressure on available water resources and challenge water security. Water imposes limits associated with its finite and vulnerable nature but also plays a key role in generating and sustaining economies. Being essential for economic production, it works as an input for the production of food, electricity, manufacturing and the related direct and indirect employment opportunities created across these sectors. It is estimated that more

than 1.4 billion jobs, or 42% of the world's total active workforce, are heavily water-dependent and that 1.2 billion jobs, or 36% of the world's total active workforce are moderately water-dependent (WWAP, 2016). In essence, 3 out of four jobs constituting the global workforce are dependent on water and failure to secure an adequate and reliable supply of water to support water-dependent sectors will result in negative economic and social impacts deriving from unemployment (WWAP, 2016). These impacts coupled with natural disasters, such as floods and droughts, can also have serious economic and employment repercussions that can go far beyond the immediate affected areas.

Therefore, the management of water resources in a way that is efficient, equitable and sustainable is part of the solution for the water crisis and collaborates for sustainable development as a whole. This recognition became clear with the adoption of the Agenda 2030 for Sustainable Developments and the Sustainable Development Goals (SDGs). In this agenda, water has a stand-alone goal (SDG 6) that encompasses water in its complexity: drinking water, sanitation and hygiene, pollution control, water efficiency, integrated water management, protection of water ecosystems and water governance. It is wide recognized that water underpins the achievement of the overall agenda, including food production, energy security and economic growth and employment to meet the world's increasing demands (SDGs 2, 7 and 8, respectively).

4 WATER GOVERNANCE, IWRM AND SOCIO HYDROLOGY

The water crisis is intrinsically related to the overall governance crisis, particularly governance in the water sector. "Water governance refers to the range of political, social, economic and administrative systems that are in place to develop and manage water resources, and the delivery of water services, at different levels of society" (*Global Water Partnership*, 2002). Even though sometimes governance seems to overlap with technical and economic aspects of water, governance focuses on the political and administrative elements of solving a problem or exploiting an opportunity.

Technical, social and economic aspects can be better addressed by implementing an Integrated Water Resources Management (IWRM) approach. IWRM is often used as a tool to support effective and adaptive decision-making across a broad policy spectrum, which includes agriculture and food security, energy, industry, financing, environmental protection, public health and public security. IWRM can provide countries with a sound basis to adopt more integrated decision-making that provides greater incentives for sustainable development, with water as the catalyst for progress.

The complexity of managing water with increasing demands from different sectors and climate change challenges can benefit by taking into consideration the water cycle over long timescales and its relationship with evolving societies. Socio-hydrology is a comprehensive field of science that aims to understand the dynamics and co-evolution of water and humans on the landscape (*Sivapalan et al.*, 2011). As hydrology is a natural science, socio-hydrology modelling focus on discovering the cause-effect relationships of the human-water system and achieving a generalization with the ability to extrapolate the results to other places (*Sivapalan*, 2015).

In brief, water governance encompasses the political context and the enabling environment that allow IWRM to be effective in the management of water resources and the delivery of water services, while Socio-Hydrology is the broader picture, which includes all the dynamics between humans and the water environment over the long-term.

Water Governance, IWRM and Socio-Hydrology approach water challenges from a slightly different perspective. This is evident when trying to answer for instance the following question: How could society better respond to the increasing frequency of water related extreme events, such as floods and droughts? Water governance would focus in assessing/creating/implementing an enabling environment with an efficient policy and institutional framework to facilitate the discussion and coordination of actions with the engagement of key actors/stakeholders (*Rogers and Hall*, 2003). IWRM would focus on implementing and managing the water system and infrastructures to increase the resilience of society for these extreme events. Socio-hydrology would primarily focus in observing and understanding the human dynamics that originate from a given event, using models to integrate human and hydrological perspectives and predict future evolution of the human-water systems (*Sivapalan et al.*, 2011).

Despite the different takes, these three approaches are complementary and fundamental to support policy making. Socio-hydrology and IWRM complement each other and can provide valuable inputs to science-based decision making, as well as to the implementation of sound water governance strategies. The understanding the long-term dynamics, the resilience of landscape and the responses of society provided by Socio-Hydrological analyses, the use of IWRM as a tool to support processes for managing and solving the real-world water issues can strength the resilience of water systems, while governance strengthens transparency in the decisions, accountability of public and private sectors and the participation of stakeholders: all together coping with the water crisis in its essence.

However, data on the political framework, on the status of water resources, on social and hydrologic processes and on human development are a fundamental pre-condition to the application of these approaches. According to the World Water Development Report on Water and Sustainable Development (WWAP, 2015), reliable and objective data and information about the state of water resources, their use and management is often poor, lacking or otherwise unavailable. Worldwide, water observation networks provide incomplete and incompatible data on surface and groundwater quality and quantity, and no comprehensive information exists on wastewater generation and treatment.

Lack of data and information though is not a characteristic of the sole water sector. As stated by the Secretary-General's Independent Expert Advisory Group on a Data Revolution for Sustainable Development (IEAG), "Without high-quality data providing the right information on the right things at the right time; designing, monitoring and evaluating effective policies becomes almost impossible" (UN, 2016). Considering that water is a key driver of and a potential limiting factor to sustainable development, the lack of data and information creates barriers to the improvement of water governance and the implementation of IWRM and the adoption of a Socio-Hydrological approach. These barriers may negatively affect cohesive policy formulation and decision making process on developmental objectives.

Increasing our knowledge on the water resources and in the dynamics of human-water systems, will support decision makers to formulate water policies for resilient societies and economies and a healthy environment in a changing world. Investments in the water sector will support the creation of enabling conditions for economic growth. In particular, investments in infrastructure and the operation of water-related services, taking into account the integrated management of water resources and social dynamics, can generate high returns for the economy, as well as direct and indirect jobs.

5 CONCLUSIONS

While the strengthening of the water governance framework within countries and the implementation of IWRM are already parts of a strategy to achieve SDG 6, Socio-Hydrology is yet to be taken into consideration in the management of the water crisis from a long term and holistic perspective. Accounting for the long-term dynamics emerging from human-water/nature interactions can be particularly useful to the implementation of science-based policies related to agricultural developments (SDG 2 – end hunger) and the building of resilient cities (SDG 11).

Loucks (2015) explored the use of Socio-Hydrology modelling in coping with the impacts of extreme events (SDG 13), focusing on how people respond to the impacts of floods (the third most damaging natural hazard globally), and how socio-hydrology can support the implementation of improved flood management policies and practices. Sivapalan (2015) highlights the potential of Socio-Hydrology in addressing the competition between water for humans and water for the environment, which cannot be understood "without understanding how the issues of economic gain, environmental degradation or flood risk are playing out in society, and how societal perceptions then impact decisions in respect of human settlement, infrastructure development and environmental protection".

As a result, socio-hydrology has the potential to become a key tool for the achievement of the Water SDG (i.e. target 6.5 on IWRM and 11.5 on extremes) and SDG 15 (Protect, restore and promote sustainable use of terrestrial ecosystems, sustainably manage forests, combat desertification, and halt and reverse land degradation and halt biodiversity loss). As failure in the maintenance of a healthy environment undermines the progress that can be achieved through economic growth, employment and social development, socio-

hydrology has the potential to support the achievement of the overall sustainable development agenda.

REFERENCES

- Alexandratos, N. and J. Bruinsma. 2012. World agriculture towards 2030/2050: the 2012 revision. ESA Working paper No. 12-03. Rome, FAO.
- Di Baldassarre, G., Viglione, A., Carr, G., Kuil, L., Salinas, J. L., and Blöschl, G. 2013. Socio-hydrology: conceptualising human-flood interactions, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 17, 3295-3303, doi:10.5194/hess-17-3295-2013
- Global Water Partnership, *Introducing Effective Water Governance*, mimeo, April 2002.
- Leflaive, X., Witmer M., Martin-Hurtado R., Bakker M., Kram T., Bouwman L., Visser H., Bouwman A., Hilderink H., Kim K. (2012), "Water", in OECD, *OECD Environmental Outlook to 2050: The Consequences of Inaction*, OECD Publishing, Paris. DOI: http://dx.doi.org/10.1787/env_outlook-2012-8-en
- Loucks, D. P. (2015), *Debates— Perspectives on socio-hydrology: Simulating hydrologic-human interactions*, *Water Resour. Res.*, 51, 4789–4794, doi:10.1002/ 2015WR017002.
- Rogers, P., Hall, A. W., 2003. *Effective Water Governance*, vol.7, Global Water Partnership, Stockholm, Sweden.
- Sivapalan M., Savenije H. G. H., Blösch G. (2011). *Socio-hydrology: A new science of people and water*. *Hydrological Process*, Published online in Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com). DOI: 10.1002/hyp.8426.
- Sivapalan, M. (2015), *Debates—Perspectives on socio-hydrology: Changing water systems and the “tyranny of small problems”*— *Sociohydrology*, *Water Resour. Res.*, 51, 4795–4805, doi:10.1002/ 2015WR017080.
- UN website, 2016. *Data Revolution*. Available at: <http://www.undatarevolution.org/report/> [8 March 2016]
- UNDP, 2006. *Human Development Report 2006*.
- United Nations, Department of Economic and Social Affairs, Population Division (DESA) (2014). *World Urbanization Prospects: The 2014 Revision, Highlights (ST/ESA/SER.A/352)*.
- WWAP (United Nations World Water Assessment Programme). 2015. *The United Nations World Water Development Report 2015: Water for a Sustainable World*. Paris, UNESCO.
- WWAP (United Nations World Water Assessment Programme). 2016. *The United Nations World Water Development Report 2016: Water and Jobs*. Paris, UNESCO.

NUMERICAL ANALYSIS OF THE HYDROLOGIC PERFORMANCE OF A PERMEABLE PAVEMENT

Giuseppe Brunetti¹, Francesca Principato² & Patrizia Piro¹

(1) *Department of Civil Engineering, University of Calabria, 87036 Rende, CS, Italy – email: giusep.bru@gmail.com, patrizia.piro@unical.it*

(2) *Department of Civil, Chemical and Environmental Engineering, University of Genova, 16145 Genova, Italy – email: Francesca.principato@unical.it*

KEY POINTS:

- *Low Impact Development (LIDs) techniques as a viable alternative for the stormwater management in urban areas*
- *Numerical modeling of the variably saturated hydraulic behavior of a permeable pavement using the mechanistic model HYDRUS-1D*
- *Evaluation of the hydrologic benefits of permeable pavements for reducing the frequency of flooding events and increasing the resilience of urban areas*

1 INTRODUCTION

Progressing urbanization of undeveloped land leads to an increasing amount of impervious surfaces at the expense of natural areas. Leopold (1968), while describing the effects of urbanization on the hydrological cycle, identified such major effects as reduced infiltration and evapotranspiration, resulting in increased runoff and reduced groundwater recharge. Traditional stormwater management design focused on collecting stormwater in piped networks and transporting it off-site as quickly as possible. Conversely, the Low Impact Development (LID) approach aims to preserve and restore natural features, minimize the imperviousness of urban catchments, and increase their infiltration and evapotranspiration capacities. LID techniques include bio-retention cells, grass swales, porous pavements, green roofs, and many other measures. Permeable pavements represent one solution to the problem of increased stormwater runoff and decreased stream water quality. A surface concrete layer, a filter layer made of sand and other materials, a stony base, and sub-base layers constitute a permeable pavement. Permeable pavements offer great advantages in terms of runoff reduction, water retention, and water quality (Brattebo and Booth, 2003). In spite of many well-known benefits of permeable pavements and other LID practices, the transition to sustainable urban drainage systems is very slow. One of the key limiting factors in the widespread adoption of such systems is the lack of adequate analytical and modeling tools. In recent years, researchers have focused their attention on applying and developing physically-based models for the LID analysis (Carbone et al., 2015), however more research is still needed in this direction. Among all LID practices, permeable pavements are those that lack modeling tools able to describe their hydraulic behavior most. The heterogeneity of materials that compose a permeable pavement together with the high infiltration rates, which may lead to preferential flow, especially in the base and sub-base layers, pose complex problems in numerical modeling of these systems.

The considerations discussed above suggest that research is particularly needed in the development and identification of accurate modeling tools for the analysis of LID practices, especially for permeable pavements. The aim of this study is to evaluate hydrologic benefits of permeable pavements for the stormwater management. The study is carried out by using the mechanistic model HYDRUS (Šimůnek et al., 2008) for the description of the unsaturated flow in a typical permeable pavement, installed at the the University of Calabria.

2 MATERIALS AND METHODS

2.1 Site description

University of Calabria is located in the south of Italy, in the vicinity of Cosenza (39°18' N 16°15' E). The climate is Mediterranean with a mean annual temperature of 15.5 °C and an average annual precipitation of 881.2 mm. The permeable pavement is part of the “Urban Hydraulic Park”, which includes also an extensive

green roof, a bioretention system, and a sedimentation tank connected with a treatment unit. The permeable pavement has an area of 154 m², an average slope of 2% and a total depth of the profile of 0.98 m. Figure 1 shows a schematic of the permeable pavement, consisting of 5 layers.

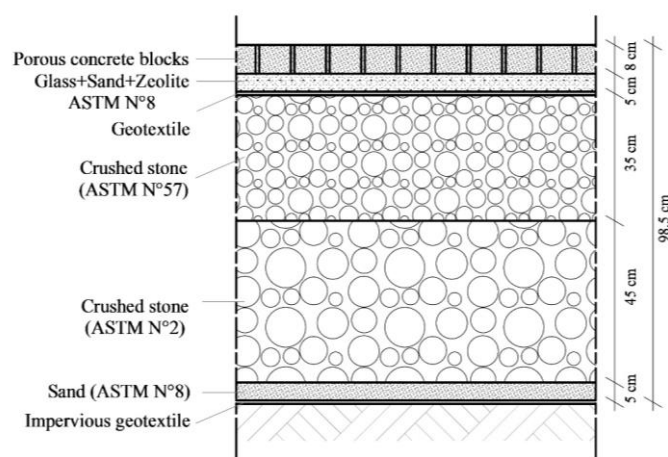


Figure 1. A schematic of the permeable pavement

The surface wear layer consists of porous concrete blocks characterized by high permeability. Base (Crushed stone (ASTM N°57)), sub-base (Crushed stone (ASTM N°2)) and bedding (Sand (ASTM N°8)) layers were constructed by following the suggestions of the Interlocking Concrete Pavement Institute (ICPI), which recommends certain ASTM stone gradations. The ASTM numbers and corresponding gradations can be found in ASTM D 448, *Standard Classification for Sizes of Aggregate for Road and Bridge Construction*. The bedding layer is composed of a mixture of sand, glass sand and zeolite to improve the pollutant removal efficiency for typical contaminants of stormwater runoff. A high permeability geotextile with a fiber area weight of 60 g/m² is placed at the interface between the bedding layer and the base layer to prevent sand from migrating into the bottom layers. An impervious membrane is placed at the bottom of the profile to prevent water from percolating into deeper horizons. The baseflow is collected in a horizontal drain, which consists of a perforated PVC pipe, and is conducted to a manhole for quantity and quality measurements. A weather station located directly at the site measures precipitation, wind velocity and direction, air humidity, air temperature, atmospheric pressure, and global solar radiation. Rain data are measured by a tipping bucket rain gauge with a resolution of 0.254 mm and an acquisition frequency of one minute. Two flux meters, composed of a PVC pipe with a sharp-crested weir and a pressure transducer, measure baseflow and runoff from the permeable pavement. The pressure transducer (Ge Druck PTX1830) measures the water level inside of the PVC pipe and has a range of measurement of 75 cm with an accuracy of 0.1 % of the full scale.

A six-months long data set was selected for further analysis. The period started on 2014-01-15 and ended in 2014-06-15. Data were resampled at one hour frequency. Potential evaporation was calculated using the Penman-Monteith equation (Allen et al., 1998). The permeable pavement was installed in 2013 and was constantly exposed to atmospheric conditions and traffic since then, which altered the surface roughness and color. For these reasons an albedo of 0.25 was used as suggested by Levinson and Akbari, (2002) for weathered gray cement. During the selected period, the total amount of precipitation was 637 mm and the total potential evapotranspiration was 459 mm.

2.2 Theory

Water flow simulations were conducted using the HYDRUS-1D software. HYDRUS-1D is a one-dimensional finite element model for simulating the movement of water, heat, and multiple solutes in variably-saturated porous media. HYDRUS-1D implements multiple uniform (single-porosity) and nonequilibrium (dual-porosity and dual-permeability) water flow models. In Table 1 the description of the conceptual model used is reported.

Layer	Hydraulic model
1	Single Porosity
2	Single Porosity
3	Dual Porosity – MIM
4	Dual Porosity – MIM
5	Single Porosity

Table 1. Conceptual models representing water flow in the permeable pavement.

Unsaturated water flow for the single porosity model is then described using the one-dimensional Richards equation:

$$\frac{\partial \theta}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right] \quad (1)$$

where θ is the volumetric water content [-], h is the soil water pressure head [L], $K(h)$ is the unsaturated hydraulic conductivity [LT^{-1}], t is time [T], z is the soil depth [L]. The soil hydraulic properties are described by the van Genuchten – Mualem relation. In the dual-porosity approach, the liquid phase is divided into two domains:

$$\theta = \theta_f + \theta_m \quad (2)$$

where subscript f refers to the (mobile) fracture system and subscript m to the immobile matrix domain. The dual-porosity water flow formulation is based on a modified Richards equation for flow in fractures and a mass balance equation for moisture dynamics in the matrix:

$$\frac{\partial \theta_f}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right] - \Gamma_w \quad (3)$$

where Γ_w is the mass transfer between two domains, which is assumed to be proportional to the difference in effective saturations of the two regions.

2.3 Numerical Domain and Boundary Conditions

The numerical domain representing the stratigraphy of the permeable pavement was divided in 5 layers. Layers 2 and 5 had the same properties since they were constructed using the same ASTM N°8 stone gradation. A relatively fine, finite element mesh with a constant element size of 0.5 cm was used in order to minimize mass balance errors. An atmospheric boundary condition was applied at the pavement surface using (a) precipitation and potential evaporation fluxes, (b) a prescribed zero pressure head (saturation) during ponding, and (c) equilibrium between the pavement surface water content and atmospheric water vapor when atmospheric evaporative demand could not be met. A seepage face boundary condition was specified at the bottom of the sand layer. The initial conditions were specified in terms of the soil water pressure head and were set to decrease linearly with depth, from -90 cm at the top of the flow domain ($z = 0$) to -0.5 cm at the bottom of the flow domain ($z = -98$). Parameters used for the numerical analysis were previously calibrated and validated.

3 RESULTS AND DISCUSSION

In Figure 2 the simulated outflow is reported:

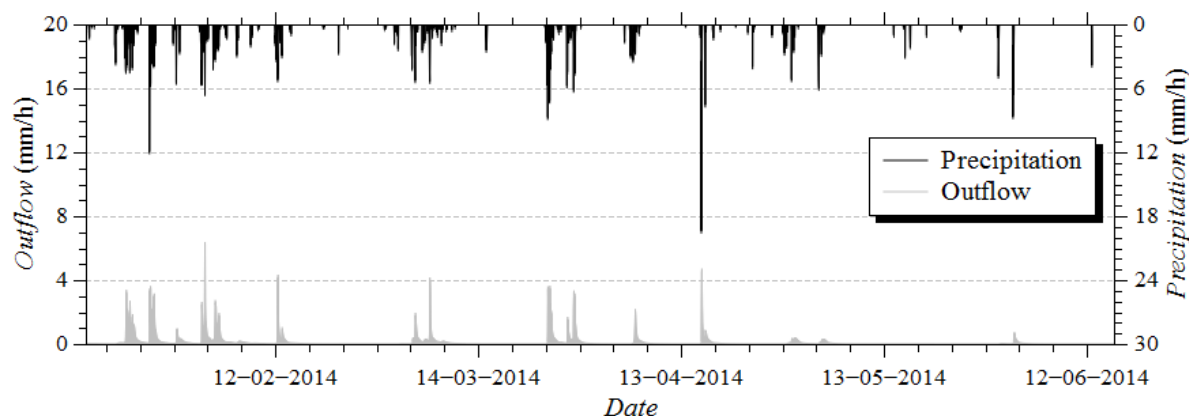


Figure 2. Precipitation and simulated outflow for the selected period.

Results confirm the optimal hydrologic performance of the permeable pavement. The total discharged volume calculated with HYDRUS was 431 mm, while the cumulative actual evaporated volume was 205 mm, which represents the 32% of precipitation volume. The peak flow reduction was 76%. By analyzing the hydrograph some considerations can be made:

- The hydrograph from the permeable pavement is characterized by an early breakthrough and long tailing. This behavior is related to unsaturated flow in the base and sub-base layers, constituted by a network of fractures and rock matrices. The matrix has a delayed response to pressure head changes that occur in the surrounding fractures. The resulting pressure difference induces matrix-fracture interflow. This flow takes place after initial fracture flow and before the matrix and fracture pressures equilibrate.
- The permeable pavement is able to considerably reduce the peak flow and the total discharged volume by evaporation. This aspect is of primary importance when dealing with urban drainage systems.

4 CONCLUSIONS

The present study demonstrated that permeable pavement represent a viable solution for increasing the resilience of urban areas against flooding events. Both the reduction of peak flow and discharged volume are significant. Furthermore, the study highlighted how the mechanistic model HYDRUS-1D represents a useful tool for the long-term modeling and analysis of the hydrologic performance of permeable pavements.

ACKNOWLEDGMENTS

The study was co-funding from the Italian National Operative Project (PON)—Research and Competitiveness for the convergence regions 2007/2013—I Axis “Support to structural changes” operative objective 4.1.1.1. “Scientific-technological generators of transformation processes of the productive system and creation of new sectors” Action II: “Interventions to support industrial research”.

REFERENCES

- Allen, R.G., Pereira, L.S., Raes, D., Smith, M., 1998. FAO Irrigation and Drainage Paper No. 56: Crop Evapotranspiration, FAO.
- Brattebo, B.O., Booth, D.B., 2003. Long-term stormwater quantity and quality performance of permeable pavement systems. *Water Res.* 37, 4369–76. doi:10.1016/S0043-1354(03)00410-X
- Carbone, M., Brunetti, G., Piro, P., 2015. Modelling the Hydraulic Behaviour of Growing Media with the Explicit Finite Volume Solution. *Water* 7, 568–591. doi:10.3390/w7020568
- Leopold, L.B., 1968. *Hydrology for Urban Land Planning - A Guidebook on the Hydrologic Effects of Urban Land Use*. U.S. Government Printing Office, Washington D.C.
- Levinson, R., Akbari, H., 2002. Effects of composition and exposure on the solar reflectance of portland cement concrete. *Cem. Concr. Res.* 32, 1679–1698. doi:10.1016/S0008-8846(02)00835-9
- Šimůnek, J., van Genuchten, M.T., Šejna, M., 2008. Development and Applications of the HYDRUS and STANMOD Software Packages and Related Codes. *Vadose Zo. J.* 7, 587. doi:10.2136/vzj2007.0077

PROGETTO FLOOD-HIDE: LA RETE RURALE A SUPPORTO DELLA LAMINAZIONE DEI DEFLUSSI DI PIENA PROVENIENTI DAI TERRITORI URBANIZZATI

Daniele Masseroni¹, Enrico Antonio Chiaradia¹, Piercarlo Anglesse², Marco Callerio², Laura Burzilleri³, Mario Fossati³, Gian Battista Bischetti¹ & Claudio Gandolfi¹

(1) Dipartimento di Scienze Agrarie ed Ambientali (DiSAA), Via Celoria 2, 20133 Milano; autore di corrispondenza: daniele.masseroni@unimi.it (2) CapHolding spa, Via del Mulino 2, 20090 Assago.; (3) Consorzio di bonifica e irrigazione Est Ticino Villoresi, Via Ariosto 30, 20145 Milano.

ASPETTI CHIAVE

- L'Italia è uno dei paesi europei maggiormente colpito da fenomeni alluvionali. In particolar modo, i territori dei comuni fortemente urbanizzati che si sviluppano nell'intorno del capoluogo Lombardo mostrano un elevato grado di vulnerabilità.
- Il progetto FLOOD-HIDE si propone di studiare la potenzialità ricettiva del territorio rurale ad accogliere i volumi di piena delle aree urbanizzate e mitigare così il rischio alluvionale.
- Il progetto prevede la concertazione tra gli attori principali, ovvero gestore del servizio idrico, consorzio di bonifica con l'aiuto dell'Università, al fine di trovare soluzioni strategiche che contemperino le diverse esigenze senza incidere negativamente sull'assetto territoriale e delle reti di drenaggio.

1 INQUADRAMENTO DELLA PROBLEMATICAZIONE

Il territorio Lombardo compreso tra Ticino e Adda è un esempio emblematico delle criticità idraulico-ambientali che derivano dalla massiccia impermeabilizzazione del territorio associata ad un'inadeguatezza della capacità della rete di drenaggio urbano per lo smaltimento dei deflussi prodotti.

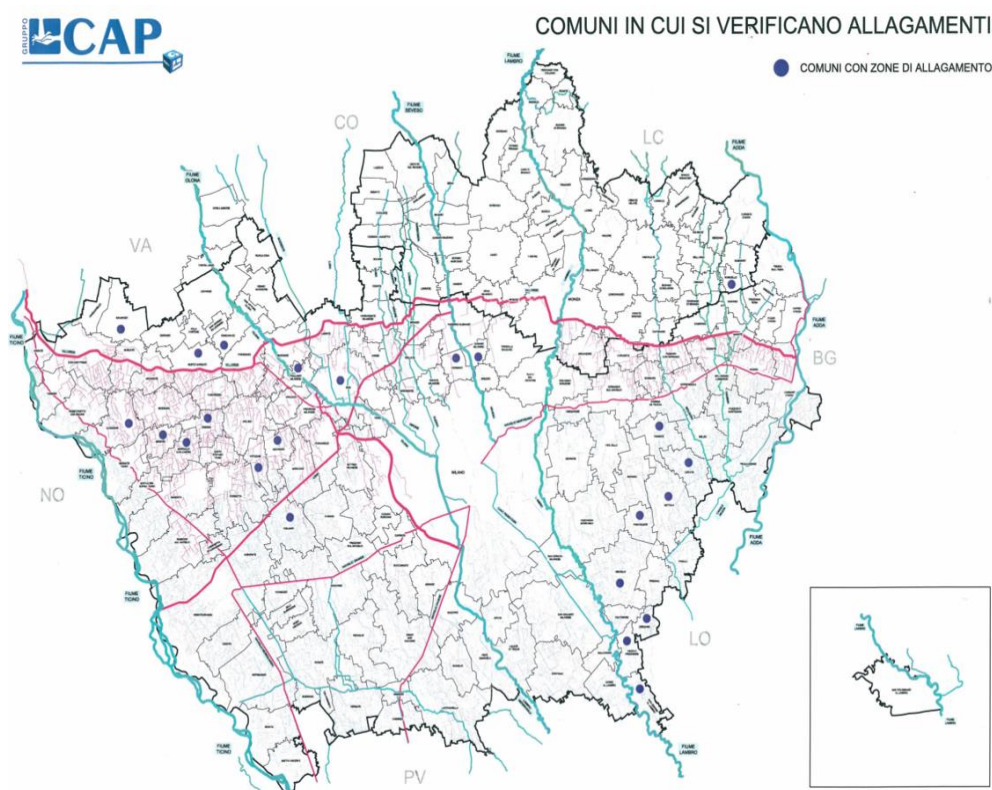


Fig. 1. Porzione del territorio gestito dal servizio idrico CAPHolding, reticolo idrico principale e secondario dell'Est Ticino Villoresi.

In particolare, fenomeni legati all'insufficienza idraulica delle reti si riscontrano diffusamente in tutta la conurbazione Milanese (Fig. 1), laddove su una superficie di circa 2.500 km² si concentra una popolazione di oltre 2.500.000 abitanti e la presenza assai considerevole di attività industriali strategiche di rilevanza nazionale ed europea (ARPA Lombardia 2003, 2009).

Le cause di una tale situazione sono molteplici; da una parte si registra un incremento dei fenomeni meteorici di forte intensità e breve durata (AVI, 2007) e dall'altra si riscontra un continuo consumo di suolo, destinato alle creazione di nuove aree urbanizzate che hanno raggiunto nel 2015 il 26,4% della superficie complessiva dell'area metropolitana milanese (ISPRA 2015). Tutto ciò comporta un incremento del volume di deflusso da smaltire e, allo stesso tempo, una diminuzione del tempo di corrivazione. Chiaramente i problemi sono particolarmente rilevanti per le reti di tipo misto, dove le situazioni critiche, oltre a generare allagamenti localizzati, si riverberano anche nei corpi idrici recettori a valle dei punti di recapito degli sfioratori. Condizioni di questo tipo si presentano in particolare nelle aree di più antico insediamento, dove una larga parte della rete è stata originariamente progettata e realizzata secondo criteri ed esigenze non corrispondenti alle successive evoluzioni dell'uso del suolo. Inoltre, il progressivo ed impetuoso sviluppo urbanistico ed edilizio ha sovente portato a restringere le sezioni dei corsi d'acqua che attraversano le città, fino a tombinarli con una conseguente penalizzazione della loro capacità idraulica.

Di fronte all'acuirsi dei problemi sopracitati, la tradizionale strategia di difesa idraulica del territorio impostata sul potenziamento delle sezioni e delle caratteristiche idrauliche dei canali e sulla realizzazione di vasche volano, onde aumentarne la capacità di convogliamento e di laminazione, non sembra più essere in grado di rispondere adeguatamente alle esigenze di salvaguardia idraulica, anche in relazione alla carenza di spazi disponibili. A partire dagli anni Duemila, l'Unione Europea ha elaborato una serie di indicazioni e indirizzi che, anche per far fronte a queste problematiche, introducono "un utilizzo sostenibile della risorsa idrica disponibile" (Direttiva Quadro Acque 2000/60/CE; Direttiva Alluvioni 2007/60/CE). Tale prospettiva richiede una gestione della risorsa idrica e dei deflussi che tenga in considerazione il naturale ciclo idrologico delle acque ed una valutazione dei bilanci idrici ad una scala territoriale opportuna, superando la frammentazione amministrativa di scala comunale. Negli ultimi decenni, quindi, anche nel nostro Paese vi è stata una spinta propulsiva verso l'adozione di nuovi orientamenti basati su un approccio plurale ed integrato, che mirano tra le altre cose ad agire sull'abbattimento dei deflussi meteorici mediante interventi di laminazione diffusa nell'ottica di mantenere l'invarianza idrologica del territorio. Una rete di strategie non strutturali atte a laminare localmente i deflussi di piena e ad incentivare l'infiltrazione delle acque nel terreno hanno portato allo sviluppo e alla progettazione, in molti contesti urbanizzati, di tetti verdi, aree verdi infiltranti, cunette filtranti, fossi d'infiltrazione, pavimentazioni permeabili, come largamente sperimentato da diversi decenni in altri Paesi (prima fra tutti la Germania).

Nel caso specifico dell'area milanese, tuttavia, la situazione ha raggiunto livelli di criticità tali da rendere difficilmente praticabili alcune soluzioni che necessiterebbero di ampie aree, stimolando la ricerca di soluzioni meno consolidate. In particolare, la presenza di una fitta e capillare rete di canali rurali (ad uso prevalentemente irriguo e di bonifica) che si intreccia ormai massicciamente con le aree urbanizzate, lascia intravedere la possibilità di un loro utilizzo in termini di invaso diffuso.

Da tali premesse nasce il progetto FLOOD-HIDE che si propone di effettuare una prima e preliminare valutazione della possibilità di utilizzare il reticolo rurale presente nell'area del milanese (gestito dal Consorzio di bonifica Est Ticino Villoresi) per laminare gli eventi di piena, e ridurre così il rischio di inondazioni delle aree urbanizzate sottese dal territorio di competenza del gestore del servizio idrico Cap Holding (in particolar modo i comuni caratterizzati da zone di allagamento – Fig.1). Nello specifico, nella prima parte del progetto, che costituisce l'oggetto della presente memoria, si cercherà di valutare il grado di "ricettività" del deflusso proveniente dalle aree urbanizzate da parte del territorio rurale. Ciò sarà ottenuto creando una mappa delle potenzialità ricettive dei canali e delle superfici agricole, che costituirà poi la base su cui sviluppare programmi attuativi di intervento e di pianificazione del territorio che comprendano una gestione sinergica dei territori rurali ed urbanizzati, nonché un miglioramento, anche ambientale, dell'assetto delle relative reti sia nel medio che nel lungo periodo.

2 AREA DI STUDIO E CRITICITÀ PRESENTI

Il progetto FLOOD-HIDE che nasce dall'esigenza concreta di Cap Holding di effettuare interventi per la mitigazione del rischio alluvionale nelle aree urbanizzate in gestione. Si sviluppa dal presupposto, in un

contesto complesso come quello in esame, le soluzioni possano emergere dall'interazione ed integrazione tra comparti e discipline differenti. In territori fortemente urbanizzato come la conurbazione milanese, infatti, le aree rurali pur essendo frammentate, costituiscono le pressoché sole possibilità residue di espansione di grandi volumi d'acqua che si generano in situazioni di forte criticità. Queste aree, possono fungere da vasche volano diffuse, senza tuttavia modificare l'assetto urbanistico delle città ormai quasi del tutto saturate dagli insediamenti abitativi ed industriali. Allo stesso tempo la struttura capillare della rete irrigua, in tempi compatibili con le esigenze agronomiche delle coltivazioni, può permettere l'invaso e il transito dell'acqua in eccesso lontano dai centri di scroscio favorendo altresì l'infiltrazione dei volumi nella falda superficiale. Nell'area considerata, inoltre, l'interazione con la falda, sia da parte dei sistemi fognari che delle reti irrigue risulta essere un aspetto cruciale da non sottovalutare negli sviluppi di questo studio. La presenza di una soggiacenza limitata in alcune zone del territorio può portare, nel caso di sistemi fognari non perfettamente isolati quali sono quelli realizzati nei passati decenni, ad un'infiltrazione dell'acqua di risalita e ad una riduzione delle capacità di invasore e di deflusso effettiva dei sistemi di drenaggio. Per di più, è importante salvaguardare la funzione ecosistemica dei corsi d'acqua e dei canali d'irrigazione, che dal punto di vista ambientale fungono da veri e propri corridoi ecologici con caratteristiche di multifunzionalità. Tale multifunzionalità si esplica non solo in termini ambientali ma anche in termini socio-economici ed urbanistici costituendo il cosiddetto "capitale naturale" di un territorio (Palazzini 2015). Infine, uno studio accurato sulla qualità delle acque drenate e su una eventuale possibilità di contaminazione sia delle falde che dei terreni agricoli dovrà essere affrontato incrociando i dati a disposizione provenienti dagli attuali impianti di trattamento al fine di scongiurare ogni e qualsiasi danno alla qualità e alla quantità delle produzioni agricole.

3 FASI DEL PROGETTO

Il progetto FLOOD-HIDE, avviato nel Gennaio 2016, si sviluppa attraverso quattro fasi principali. (i) l'analisi dei possibili fattori di rischio legati all'utilizzo delle aree rurali quali possibili ricettori dei deflussi urbani, sia in termini di rete (in particolar modo la capacità d'invasore della rete, la compatibilità con la gestione irrigua, le caratteristiche idrauliche degli alvei e la distanza dai punti di sfioro della rete urbana), sia di superfici agricole potenzialmente allagabili (compatibilmente con la gestione agronomica delle colture, e soprattutto della qualità delle acque sversate). (ii) la raccolta e catalogazione dei dati disponibili, con lo scopo di creare un database unico sul quale poter far gravitare future analisi di dettaglio per l'implementazione di strumenti modellistici e pianificatori. (iii) l'analisi multi-attributo (MAVT) (Lari et al. 2009, Carreno et al. 2007), che sulla base di quanto ottenuto nelle due fasi precedenti porterà ad una mappa del potenziale ricettivo del territorio rurale. Questa analisi verterà sull'identificazione di una gerarchia di dominanza che si svilupperà a partire da criteri generali fino alla definizione di singoli indicatori che risponderanno all'obiettivo generale di quantificare la potenzialità ricettiva del territorio rurale a fungere da invasore di laminazione durante i deflussi critici. (iv) Infine, l'approccio proposto sarà validato su alcune aree campione nell'ambito dei territori gestiti da Cap Holding, anche attraverso l'ausilio di modelli idraulico-idrologici. Nelle suddette aree, inoltre, la valutazione della capacità di deflusso disponibile nel reticolo rurale troverà riscontro in una prima definizione di linee di intervento eventualmente applicabili all'intero territorio di studio.

4 IMPLEMENTAZIONE DELL'ANALISI MULTI-ATTRIBUTO

Allo stato attuale, la capacità del territorio rurale di ricevere un surplus di deflusso dipende principalmente dalle caratteristiche delle superfici agricole e della rete dei canali. Questi due elementi costituiscono i due criteri di settore ai quali sottendono tre successivi ordini di criteri cosiddetti "foglia". Per quanto riguarda la rete la capacità di laminare onde di piena dipende sostanzialmente dalla capacità d'invasore (densità della rete e dimensione dei canali), dalla presenza di nodi critici (restringimenti, tombature, ecc.) e dal grado di riempimento se questi sono già utilizzati per scopi irrigui o di bonifica. La capacità di invasore dell'elemento campo, invece, dipende principalmente dall'estensione, dal grado di saturazione del terreno prima dell'instaurarsi dell'evento di piena, dalla soggiacenza della falda superficiale e dalle coltivazioni su di esso presenti. A valle di questa caratterizzazione gerarchica, sono stati definiti degli indicatori specifici che permettono di quantificare la potenzialità ricettive del territorio rurale. Da una prima analisi, basata

sull'intreccio di quattro differenti strati informativi, si è ottenuta una mappa del grado ricettività idraulica del territorio esaminato. In particolare, le informazioni contenute nelle carte dell'uso del suolo, della pedologia, della rete idrografica principale e rurale e, infine, della freatimetria (tutte informazioni comunemente disponibili nei data base degli enti territoriali), si sono mostrate sufficienti per effettuare uno screening delle aree potenzialmente utilizzabili per alleggerire le reti urbane. Chiaramente, la reale praticabilità di tale utilizzo andrà valutata attraverso opportuni approfondimenti ed una scala di dettaglio congruente con i problemi specifici presenti in ognuna delle aree stesse.

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Un obiettivo importante del progetto FLOOD-HIDE, oltre a quello di delineare le potenzialità di utilizzo del territorio rurale come recapito dell'eccesso dei deflussi urbani, risulta essere quello di aprire un tavolo di concertazione tra i principali soggetti coinvolti nella gestione dei deflussi stessi. Da un lato i gestori della rete di drenaggio che spingono per diminuire i fenomeni di esondazione della rete fognaria e dall'altro lato i consorzi di bonifica e irrigazione che mirano a salvaguardare e tutelare le aree agricole e gli insediamenti umani. Dal punto di vista della ricerca, in questo specifico contesto, sembra evidente la necessità di un intreccio tra le discipline che studiano l'idraulica nel contesto rurale ed urbanizzato affinché le soluzioni per la salvaguardia idraulica delle città siano efficaci e rispettose dell'ambiente e del territorio. Obiettivo non ultimo è anche quello di implementare concetti ecologici ed idraulici nella tradizionale attività di pianificazione urbana, al fine di promuovere la sostenibilità e aumentare la capacità di resilienza del territorio, migliorando, di conseguenza, il benessere e le condizioni di vita della comunità insediata.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AVI – Aree Vulnerate Italiane da frane ed inondazioni, available at: <http://avi.gndci.cnr.it>, last access: April 2007.
- Carreno, M., Cardona, O., and Barbat, A. (2007): A disaster risk management performance index, *Natural Hazards*, 41(1), 1–20.
- ISPRA (2015), *Il consumo di suolo in Italia – Edizione 2015*
- Lari, S., Frattini, P., & Crosta, G. B. (2009). Integration of natural and technological risks in Lombardy, Italy. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 9, 2085–2106.
- Lombardia A (2009) Rapporto sullo stato dell'Ambiente 2008–2009. http://ita.arpalombardia.it/ita/RSA_2008-2009/04-idrosfera/0401.htm. Accessed 14 Feb 2012
- Lombardy Region (2003) Legge regionale 2/2003. Bollettino ufficiale N. 12, 1o supplemento ordinario. <http://www.consultazioniburl.servizirl.it/ConsultazioneBurl/>. accessed 14 Feb 2011
- Palazzini M. (2015). Il valore economico della natura come ecosistema. *Ecoscienza*, n°1.

WATER ECOSYSTEM SERVICES TRADE OFFS ANALYSIS AT THE WATERSHED SCALE

Tommaso Pacetti¹, Enrica Caporali¹, Boris Schröder Esselbach², Giorgio Federici¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Firenze (2) Institute of Geoecology, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, Germany

KEY POINTS:

- *Hydrological ecosystem services modeling as a Nexus analysis method*
- *Trade offs in water, land and energy management*
- *Blueprint for integrating the analysis of hydrological, energy and agricultural variables together with socioeconomic aspects*

1 INTRODUCTION

At the beginning of third millennium, planet's limits are increasingly emerging (*Rockstrom et al.*, 2009). A radical change in the paradigm is needed to tackle environmental crisis, food insecurity, climate change and to understand their interrelationships. In this direction the concept of Nexus moves, integrating the study and management of three pillars of our global system: Water, Energy and Food - WEF (*SEI*, 2011). A deep understanding of the Nexus will provide the informed and transparent framework that is required to meet increasing global demands (*Rampa & Van Wyk*, 2014). Dealing with the connections between these elements stands out as the only approach that can achieve environmental protection and safety of society development without compromising ecosystems.

Water plays a key role within the Nexus and is often the main limiting factor. While water is a renewable resource, and globally there is enough water to feed a growing and more wealthy population, demand temporarily or permanently outstrips availability in many regions of the world causing terrible crisis in the planet, especially in developing countries, generally more prone to water risky scenarios (*Bazilian et al.*, 2011).

Freshwater shortages have already begun to constrain socioeconomic development in some regions. Among other global trends, population growth and related increases in demand for agriculture put further pressures on water resources. With biomass increasingly becoming a central resource for energy and food security in a so called green economy, water acts as a state variable and at the same time a control variable of change (*SEI*, 2011). By 2030, under an average economic growth scenario and if no efficiency gains are assumed, global water requirements would grow from 4,500 billion m³ today to 6,900 billion m³, 40% above current accessible, reliable supply. This global figure is the aggregation of a very large number of local gaps, some of which show an even worse situation: one-third of the population, concentrated in developing countries, will live in basins where this deficit is larger than 50% (*Addams et al.*, 2009). In addition, the share of the population facing water risks is projected to expand greatly due to climate change (*IPCC*, 2014). Extreme events (droughts, floods) are already causing major water crisis within the global systems, jeopardizing food security and influencing energy sector. This suggests the necessity of analyzing the inner interconnections among these sectors in order to promote a more resilient and fair coupling of environment and society (*Hussey & Pittock*, 2012). Multiple aspects of water management can be analyzed in the framework of Nexus: water use is a fundamental aspect in agriculture and food production (water productivity issues (*Seckler & Upali*, 2001) and virtual water flows (*Allan*, 1997; *Hoekstra & Hung*, 2002)); water is strictly connected with energy both for generation (hydropower, bioenergy, thermo electric cooling) and consumption (pumping systems, treatment plant and desalinization) (*Schnoor*, 2011).

2 METHODS

Given the background highlighted in the introduction, Ecosystem Services (ES) represent a useful perspective to look at the complexity of water related issues in an integrated way. The origins of the modern theory of ES date back to the late 1970s but the scientific community came up with a shared definition only

in the recent years, especially with the publication of the Millennium ecosystem assessment (MEA, 2015).

Ecosystem services can be defined as the conditions and processes through which ecosystems, and the species that make them up, sustain and fulfill human life (MEA, 2015). The study focuses on the definition and development of sustainable water allocation strategies at the catchment scale aiming at the maximization of ES services produced within the catchment.

In this framework water, energy and food are considered as fundamental provisioning ecosystem services which need to be manage in an integrated way to not compromise the ecosystems from which they flow.

This work focus on the following questions: What is the maximum sustainable water use at river basin scale? What are the trade-offs of sectorial policies?

Hydrologic ecosystem services assessment represents a promising methodology to put into practice the nexus approach, thereby to investigate how water could be better allocated between different uses, aiming at highest efficiency with the highest ecosystem services.

In particular, this analysis focuses on water provisioning services, following these steps: (i) analysis of the ecosystem capacity to provide water (by means of simplified hydrological modeling); (ii) evaluation of water provisioning for different sectorial uses and water regulating ES (mapping the sustainability of water use within the catchment); (iii) valuation of the water provisioning services (analyzing different valuation approach to green and blue water within the catchment); (iv) scenario analysis where the tradeoffs between different management options are highlighted. A scheme of data requirements and outputs can be found in table 1.

Ecosystem service	Data requirements	Processing	Output
Provisioning services			
Drinking water	DEM	Calculation of water yield for every cell as difference between rainfall and evapotranspiration	Annual average water yield for drinking
	LULC (Land use/land cover)		
	Average annual rainfall		
	Average annual reference evapotranspiration		
	Plant available water fraction		
	Maximum root depth		
	Consumptive water use by LULC		
Irrigation	Same as above	Same as above	Annual average water yield for agriculture
Hydropower production	Same as above	Same as above	Energy production estimated by the water available for hydropower
Regulating services			
Erosion control	DEM	Calculation of sediment export and retention using USLE	Annual average erosion and sediment retention
	LULC		
	Rainfall erosivity		
	Soil erodibility		
	Crop factor		
	Cover-management factor		
	Support practice factor		
	Threshold flow accumulation		

Table 1. Data required and outputs for the selected ecosystem services

3 OBJECTIVES AND DISCUSSION

The preliminary application of this approach focuses on a subcatchment of river Arno basin. This will serve as a pilot case study in order to set up an analysis framework that will be then extent to the entire river basin. In particular the first part of the analysis aims at quantifying four main water related ecosystem services: water provisioned for drinking and agriculture, hydropower production and sediment retention. The final target of the analysis is to quantify the tradeoffs between the different water allocations within the catchment. As shown in figure 1, this methodology allows to map the different ES considered and to spatially identify the potential hotspots

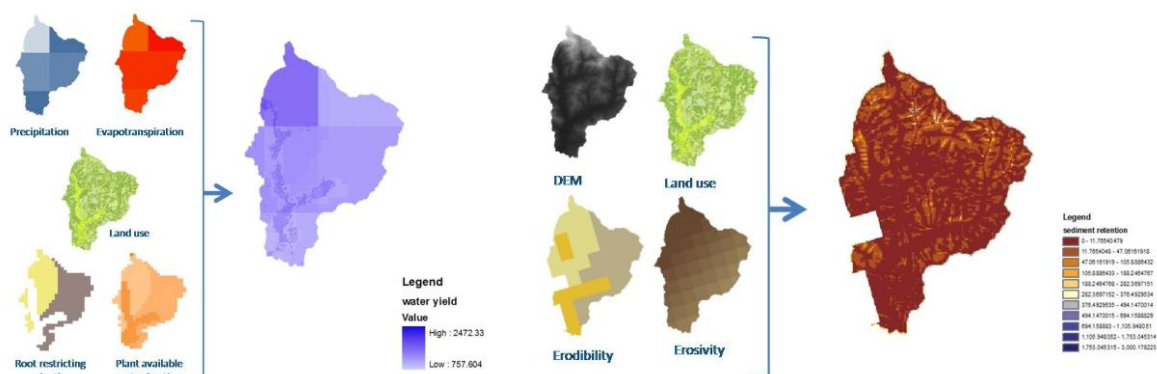


Figure 1. Structure of ES mapping for water yield and sediment retention

Starting from the assessment of actual ES status is therefore possible to explore options that conciliate agricultural production and reservoir management with ecosystem services provision and to develop future scenarios based on possible management alternatives (e.g. based on land use planning) to achieve sustainable water use.

Creating synergies between ES approach and water management can help having a comprehensive assessment of natural resources use and a better insight in the Nexus.

REFERENCES

- Addams, L., Boccaletti, G., Kerlin, M., & Stuchtey, M. Charting our water future: economic frameworks to inform decision-making. McKinsey & Company, New York, USA. 2009
- Allan J.A. 'Virtual water': a long term solution for water short Middle Eastern economies?. School of Oriental and African Studies, University of London, 1997.
- Bazilian, M., Rogner, H., Howells, M., Hermann, S., Arent, D., Gielen, D., ... & Yumkella, K. K. (2011). Considering the energy, water and food nexus: Towards an integrated modelling approach. *Energy Policy*, 2011, 39(12), 7896-7906.
- Hoekstra, A. Y., & Hung, P. Q. Virtual Water trade: a quantification of virtual water flows between nations in relation to crop trade. *Value of Water Research Report Series*. 11. 2002
- Hussey, K., & Pittock, J. The energy–water nexus: managing the links between energy and water for a sustainable future. *Ecology and Society*, 17(1), 31. 2012
- IPCC: Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change IPCC, Geneva, Switzerland, 151 pp. 2014
- MEA-Millennium Ecosystem Assessment, Ecosystems and Human Well-Being: Synthesis, 155 pp, Isl.Press, Washington, D.C. 2005
- Rampa, F., & Van Wyk, L. A. Regional food security and water in SADC The potential for sectoral synergies within CAADP for the implementation of the SADC Regional Agricultural Policy. IN *MANAGEMENT*, ECFDP Ed. 2014
- Rockström, J., Steffen, W. L., Noone, K., Persson, Å., Chapin III, F. S., Lambin, E., ... & Nykvist, B. Planetary boundaries: exploring the safe operating space for humanity. 2009
- Schnoor, J. L. Water–energy nexus. *Environmental science & technology*, 45(12), 5065-5065. 2011
- SEI - Stockholm Environment Institute. Understanding the Nexus Background paper for the Bonn 2011 Nexus Conference. 2011
- Seckler, D. & Upali A. Major problems in the global water-food nexus. *Water Issues Group*, School of Oriental and African Studies, University of London, 2001

EROSIONE COSTIERA E DINAMICA FLUVIALE IN UN PAESE EMERGENTE: BAIA DI LALZI, ALBANIA

Guido Zolezzi¹, Giovanni Besio², Marco Bezzi, Alessandro Chesini, Martina Costi, Laura Dalla Valle, Francesco De Leo, Alessandro Dotto, Navarro Ferronato, Giorgio Gallerani, Stefano Gobbi, Dario Guirrerri, Alessio Maier, Federica Pedon, Daniele Spada, Tommaso Tosi, Erasmo Vella¹, Erida Begiri, Arsela Caka, Bestar Cekrezi, Ferdinand Fufaj, Bardhe Gjini, Nelisa Haxhi, Xhon Kraja, Ardit Omeri, Marie Shyti, Mikel Zhidro, Tania Floqi, Ildir Lami³

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Università di Trento; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale, Università di Genova; (3) Politecnico di Tirana, Albania

ASPETTI CHIAVE (o KEY POINTS per memoria in inglese): (stile “IDRA2016_Titolo_Aspettichave”)

- Alcuni tratti della costa albanese sono soggetti, dopo la fine del regime socialista, a forti fenomeni erosivi associabili all massicce estrazioni di inerti dai corsi d’acqua che riducono l’apporto di sedimenti al mare
- Viene proposta una metodologia che integra remote sensing, rilievi in campo, modellazione del moto ondoso per quantificare i fenomeni in gioco e le cause principali, anche con scarsità di dati disponibili
- I processi morfodinamici che governano l’evoluzione di coste e corsi d’acqua sono fortemente influenzati dalle dinamiche di sviluppo umano e socio-economico

1 INTRODUZIONE

L’erosione costiera è dovuta in modo diretto all’interazione di numerosi processi di carattere biofisico, che a loro volta possono essere condizionati o modificati da dinamiche di sviluppo socioeconomico. Il present lavoro si focalizza sulla dinamica della costa in Albania, in particolare nella Baia di Lalzi, che si trova nella parte settentrionale della costa Albanese (Figura 1). La baia è delimitata a Nord e a Sud rispettivamente da capo Rodoni e Capo Pali, rappresentando una unità fisiografica indipendente. Nella parte centrale della baia è presente la foce del fiume Erzen, che fornisce il principale apporto di materiale solido all’interno della baia. Il contesto albanese è rappresentativo di molti paesi emergenti caratterizzati da rapide e spesso incontrollate dinamiche di sviluppo innestate in un contesto a elevato valore ambientale, che diventa estremamente vulnerabile in assenza di politiche e approcci di pianificazione territoriale integrata.

L’obiettivo del lavoro è quantificare l’evoluzione del litorale della baia Gjiri i Lalzi, comprenderne le cause per sviluppare possibili scenari di gestione sostenibile. Il contesto in cui lo studio si svolge è caratterizzato dalla scarsità di dati sull’evoluzione storica dei sistemi naturali. Lo studio ha perciò sviluppato una metodologia integrata che consenta una quantificazione preliminare dei processi in gioco che possa essere ripetibile in contesti caratterizzati da problematiche analoghe. Lo studio si è focalizzato sui principali fenomeni biofisici che controllano le dinamiche erosive: il moto ondoso che caratterizza la baia, i cambiamenti di uso nel suolo, il recente sviluppo di attività estrattive di inerti dagli alvei fluviali e la dinamica morfologica recente del principale fiume del bacino di interesse.

2 MATERIALI E METODI

Lo studio è basato su un lavoro di campo durato 8 giorni e realizzato da un gruppo di circa 30 studenti e docenti delle università coinvolte, e sulla successiva elaborazione dei dati raccolti ed integrazione con modellazione del moto ondoso, analisi di immagini telerilevate.

L’azione delle onde di mare è stata studiata tramite l’implementazione nell’area di studio del modello di simulazione del moto ondoso SWAN (“Simulating WAVes Nearshore”, *Holthuijsen et al.* 2000); è stata inoltre valutata la vulnerabilità costiera per la zona in esame, ossia la suscettibilità del tratto litoraneo ad essere inondato ed eroso, tramite la costruzione di due differenti indici dedicati (*Bosom & Jiménez* 2011). La calibrazione del modello, così come la definizione degli indici di vulnerabilità costiera, è stata effettuata tramite la caratterizzazione geomorfologica delle spiagge, realizzata tramite rilievi di campo volti a ricostruirne i profili altimetrici e le distribuzioni granulometriche. Il tratto è stato suddiviso in 16 sezioni, per ciascuna delle quali sono stati campionati 5 punti rappresentativi, di cui uno in spiaggia emersa, uno in

spiaggia intertidale e tre in spiaggia sommersa, per un totale di 80 campionamenti. Al fine di stimare la tendenza erosiva della baia è stato necessario analizzare la variazione nel tempo della linea di costa, attraverso l'analisi multitemporale di immagini satellitari delle missioni Landsat relative al periodo 1985-2015. Ciò ha permesso anche di valutare il cambiamento di uso del suolo, e quantificare in particolare le aree deforestate o inurbate nel periodo considerato. Infine, le immagini satellitari sono servite a localizzare e stimare le aree interessate dalle principali attività antropiche che possono alterare il trasporto di sedimento fluviale del fiume Erzen, quali la realizzazione di grandi dighe e attività di estrazione di inerti nel bacino.

Il rilievo sul campo ha incluso anche una serie di interviste semi-strutturate rivolte a diversi attori del territorio, al fine di sviluppare un quadro conoscitivo, seppur qualitativo, dell'evoluzione temporale dell'uso del suolo, della dinamica fluviale e della regione costiera basata sulle percezioni dei soggetti locali. Tale quadro conoscitivo è stato sottoposto a riscontro con quanto emerso dallo studio analitico dei fenomeni. L'intervallo temporale così ricostruito si estende dalla metà del '700 sino al 2015, in seguito a dieci interviste lungo la costa e quattro interviste lungo il fiume Erzen.

Lo studio delle dinamiche del fiume Erzen ha avuto l'obiettivo di stimare le possibili alterazioni della dinamica morfologica e della sua capacità di trasporto in relazione alle attività antropiche sviluppatesi nel bacino. In un contesto fortemente limitato dalla disponibilità di dati (attuali e storici), la quantificazione del trasporto solido si è avvalsa di analisi cartografiche, misure e osservazioni di campo, oltre alla comparazione di studi e documenti precedentemente redatti per la zona specifica (Floqi & Lami 2015). Le misurazioni di campo hanno consentito di stimare la geometria attuale di sei sezioni trasversali lungo il corso d'acqua e otto carotaggi dendrometrici su piante in zona golenale. L'analisi dendrocronologica di tali campioni è stata di supporto all'analisi dell'evoluzione morfologica recente dell'alveo.

3 RISULTATI

Il lavoro ha consentito di quantificare la dinamica della linea di costa negli ultimi 30 anni e di caratterizzarne la vulnerabilità all'inondazione e all'erosione. Nonostante non sia stato possibile reperire dati relativi alla morfologia fluviale in tempi antecedenti all'attuale, è stato possibile individuare la tendenza dell'evoluzione morfologica recente attraverso l'integrazione di rilievi topografici, analisi dendrocronologiche e risultati delle interviste realizzate. Il confronto fra la dinamica della costa e del fiume Erzen fornisce un quadro coerente che è sintetizzato nel paragrafo conclusivo.

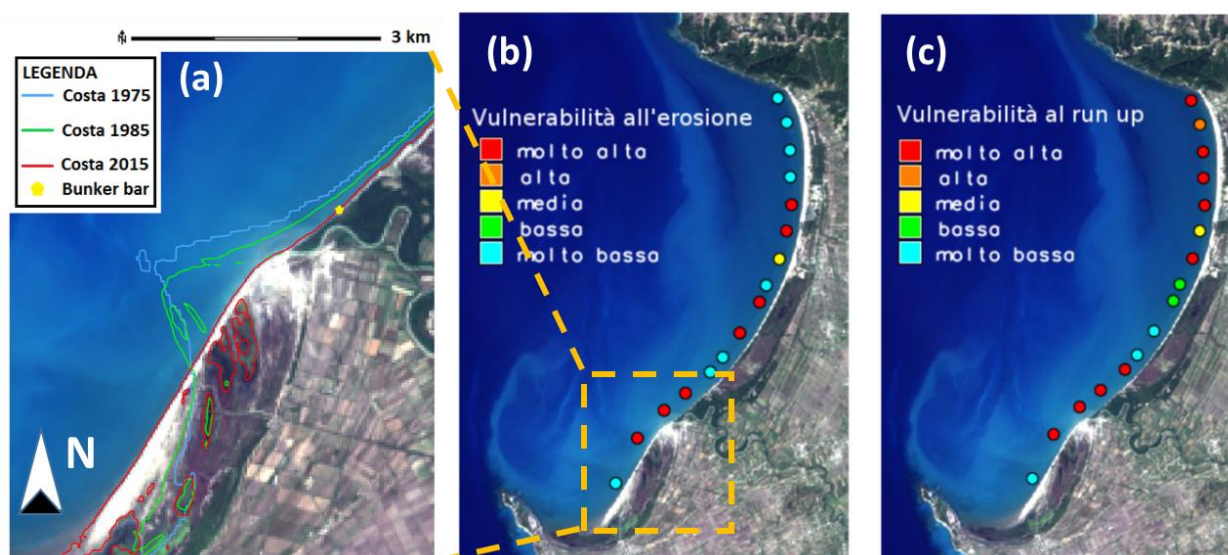


Figura 1. (a) Evoluzione recente (1975 – 2015) della linea di costa presso la foce del fiume Erzen. Vulnerabilità all'erosione (b) e all'inondazione (c) della Baia di Lalzi, calcolata attraverso il metodo di Bosom & Jimenez (2008).

3.1 Vulnerabilità della linea di costa

Il confronto fra le linee di costa riferite agli anni 1975, 1985 e 2015 (Figura 1a) mostra come l'arretramento sia stato molto più marcato nella zona della foce del fiume Erzen, mentre le sezioni più a nord e più a sud della baia siano caratterizzate da variazioni estremamente ridotte. Inoltre il fenomeno erosivo si è fortemente accentuato negli ultimi 30 anni, determinando una regressione della linea di costa di quasi 800 m. Il volume di materiale solido asportato dal litorale in seguito al fenomeno erosivo è stato stimato intorno a tale arretramento ha determinato un marcato appiattimento del profilo longitudinale della costa in corrispondenza della foce del fiume.

La mappa riportata in Figura 1b indica come le sezioni poste sugli estremi della linea di costa in esame siano le meno vulnerabili all'erosione, soprattutto a causa di una maggiore larghezza della spiaggia e della dinamica prevalente del moto ondoso. Questa osservazione è coerente con l'evoluzione della linea di costa misurata tramite il confronto delle immagini Landsat (Figura 1a). Il discorso è diverso per quanto concerne la vulnerabilità all'inondazione (Figura 1c): in questo caso i valori bassi si registrano alla sezione posta più a sud e nelle sezioni centrali, caratterizzate da dune più alte, difficilmente sormontabili, rispetto a quelle ad esse limitrofe, soggette invece ad un intensivo sfruttamento a ricreativo balneare, che ha comportato il livellamento delle dune al fine di posizionare lidi e stabilimenti balneari.

3.2 Morfodinamica fluviale e interazione con la dinamica costiera

L'analisi svolta rivela una serie di informazioni fra loro coerenti che suggeriscono come il corso d'acqua sia soggetto a una marcata dinamica di incisione dell'alveo in tutto il tratto terminale, per alcune decine di chilometri. Le sezioni dell'alveo si mostrano infatti particolarmente approfondite, con rapporti larghezza – profondità molto inferiori a quelli tipicamente riscontrati in alvei con morfologie analoghe (meandriiforme, nei pressi della foce, e transizionale, più a monte). Nel tratto a morfologia transizionale situato più a monte (Figura 2a) sono evidenti numerosi affioramenti del substrato roccioso, la presenza di strutture danneggiate da processi di escavazione, unitamente all'esistenza di porzioni residue dell'alveo situate a quota sopraelevata rispetto all'alveo attuale. Più a valle, la vegetazione riparia arborea (Figura 2b) manifesta inoltre una stabile occupazione delle aree golenali molto a ridosso dell'alveo di magra, suggerendo una progressiva riduzione della frequenza di esondazione. Tutte queste indicazioni suffragano l'ipotesi di un forte fenomeno di incisione dell'alveo, la cui entità è stimata di circa 2 m rispetto agli anni '90.

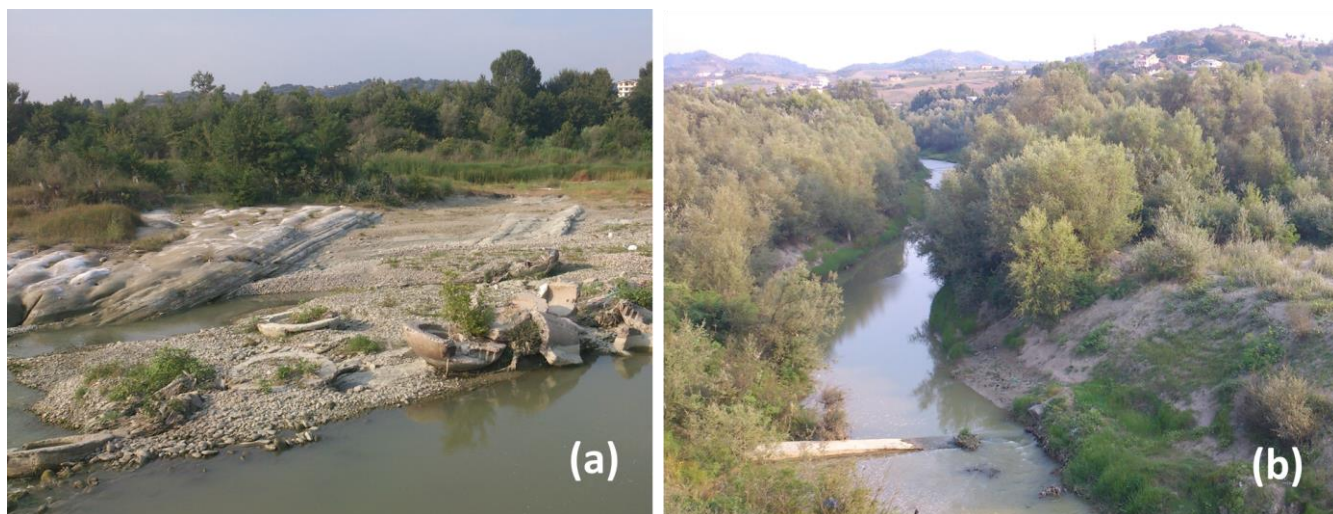


Figura 2. (a) Evidenza di affioramenti rocciosi a seguito dell'incisione del tratto in granulometria grossolana del fiume Erzen. (b) Presenza di vegetazione arborea nelle goleni del fiume Erzen, associata alla ridotta frequenza di esondazione collegabile alla marcata incisione dell'alveo di magra.

Il consistente numero di cave di inerti presente lungo l'alveo dell'Erzen in tutto il bacino e in particolare il suo basso corso è coerente con l'evidenza del fenomeno di incisione: l'estrazione di inerti infatti, oltre all'abbassamento diretto del livello del fondo nel punto di estrazione, produce un'estensione dell'incisione del talweg sia verso monte che verso valle. In analogia con altri studi sul fenomeno di incisione fluviale (Rinaldi *et al.*, 2005) è ragionevole ipotizzare che questa abbia comportato una forte riduzione del trasporto di sedimenti verso il mare da parte del fiume Erzen.

4 CONCLUSIONI

L'integrazione dei risultati presentati indica come l'estrazione di inerti risulti dunque la causa più plausibile dell'ingente arretramento della costa osservato dopo la fine del regime socialista (1991), mentre la vulnerabilità della stessa costa sia soprattutto associata al selvaggio sviluppo edilizio e, più in generale ai rapidi cambiamenti di uso del suolo.

Un confronto fra i volumi di costa erosi negli ultimi 30 anni e i volumi medi annui di trasporto di sedimenti con granulometria riscontrabile lungo la spiaggia attuale (emersa e sommersa) suggerisce una riduzione media del trasporto solido fluviale compresa fra il 15 e il 30% della media di lungo termine del periodo precedente alla caduta del regime.

Lo studio effettuato fornisce lo spunto per una riflessione più ampia fra le dinamiche dello sviluppo socioeconomico e la gestione delle risorse naturali. L'Albania è caratterizzata da una notevole disponibilità idrica, associata alla presenza di elevate catene montuose, da cui si rendono disponibili elevate quantità di acqua e di sedimenti. Questo costituisce una preziosa risorsa per lo sviluppo del paese, offrendo un notevole potenziale di generazione di energia idroelettrica, di irrigazione per le aree coltivabili, di opportunità ricreative per il turismo, nonché di utilizzi dei corsi d'acqua a fini industriali e costruttivi. Vaste porzioni delle coste, così come dei sistemi fluviali, mantengono inoltre uno stato ambientale di eccezionale qualità, come tipico di tutta l'area balcanica. Le accelerazioni e le modifiche delle dinamiche dello sviluppo, tuttavia, proprio a causa di una normativa ancora in evoluzione e soprattutto di una grossa difficoltà a garantirne il rispetto, mettono fortemente a rischio questo patrimonio ambientale per certi versi unico in tutto il continente europeo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bosom E.G., Jiménez J.A., Probabilistic coastal vulnerability assessment to storms at regional scale: application to Catalan beaches (NW Mediterranean). *Natural hazards and Earth system sciences*, 2011, 11.2, pp. 475–484.
- Floqi, T., Lami, S. Coastline dynamic of the Lalzi Bay: a focus on sedimentary crisis from Erzeni river and the scenario for coastal protection, Technical Report, Politechnic University of Tirana, 2015.
- Holthuijsen, L.H. *et al.*, SWAN Cycle III version 40.11 user manual, Delft University of Technology, 2000. 124p.
- Rinaldi, M., Wyzga, B., Surian, N., Sediment mining in alluvial channels: Physical effects and management perspectives. *River Research and Applications*, 2005, 21 (7), pp. 805-828.

SIMULAZIONE DELL'EFFICACIA DI BEST MANAGEMENT PRACTICES NELLA PIATTAFORMA AQUASYSTEM

Roberta Serafino^{1#}, C. Denisi^{2#}, R. Ferrante^{3#}, L. Gurnari^{4#}, A. Labate^{5#}, D. Martino^{6#}, A. Nicotra^{7#}, P. Filianoti^{8#}

(#) Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Energia, dell'Ambiente e dei Materiali, Università Mediterranea di Reggio Calabria;

(1) robertaserafino0@gmail.com, (2) carmelo.denisi@gmail.com, (3) rachelefrnt@gmail.com, (4) luana.gurnari@gmail.com,

(5) labateantonino84@gmail.com, (6) domenico.martino@unirc.it, (7) angelo.nicotra@unirc.it, (8) filianoti@unirc.it

ASPETTI CHIAVE

- Analisi delle strategie mirate al controllo della portata di piena e al trattenimento di una parte delle acque prima dell'immissione nella rete pluviale.
- Implementazione delle tecnologie di best management practices.
- Verifica dell'efficacia degli interventi ipotizzati.

1 INTRODUZIONE

Gli effetti dell'urbanizzazione incidono sul ciclo delle acque urbane comportando un aumento del volume di deflusso, della velocità di flusso e, al contempo, un maggior accumulo di inquinanti. La conseguenza diretta è il superamento, sempre più frequente, delle sponde da parte dei livelli idrici nei fiumi e quindi l'esondazione degli stessi con conseguente allagamento delle aree limitrofe. Negli ultimi anni sono state sviluppate e testate soluzioni tecnologiche innovative e sostenibili volte a ridurre degli apporti di acque meteoriche nella rete pluviale e ad intrappolare sedimenti e sostanze inquinanti. Questo garantisce da un lato un'efficace difesa idraulica del centro abitato e dall'altro un controllo sulla qualità degli scarichi nei corpi idrici. Tali obiettivi possono essere raggiunti mediante il trattenimento di una parte delle acque di pioggia ad opera di parcheggi verdi (*green parking*), aree di bioritenzione (*rain gardens*) e canali inerbiti (*grassed swales*). Si tratta di interventi che rientrano nella categoria delle *best management practices*, i cui effetti sono stati oggetto di studio da parte di diversi ricercatori. In particolare Hou *et al.* (2008) analizzarono il caso di pavimentazioni porose riscontrando una riduzione del picco di portata fino al 42%. Gli studi condotti da Ahiablame *et al.* (2013), mediante un modello di simulazione con pavimentazioni porose e serbatoi, dimostrarono una riduzione tra il 2 e 12 % rispetto al deflusso superficiale in condizioni prive di strategie BMP ed infine Dreelin *et al.* (2003), raffrontando il deflusso proveniente da parcheggi inerbiti rispetto all'uso dell'asfalto, trovarono una riduzione del 93% del coefficiente di afflusso.



Figura 1. Il pannello (a) illustra l'assemblaggio dei materiali che concorrono alla formazione di un green parking, il pannello (b) evidenzia lo schema di raccoglimento delle acque e filtrazione delle sue sostanze inquinanti di un rain garden, il pannello (c) mostra la schematizzazione di un grassed swale.

2 OBIETTIVO DELLO STUDIO

Lo scopo del lavoro, svolto nell'ambito del progetto Aquasystem – PON 04a2_f, è stato quello di limitare le conseguenze sia idrauliche, quale l'insufficienza delle reti di fognatura esistenti e dei corsi d'acqua recettori, sia ambientali come la necessità di trattare la frazione più inquinata delle acque meteoriche e di

ridurre i volumi idrici ed i carichi inquinanti immessi nei corsi d'acqua attraverso gli scaricatori di piena.

Il progetto di ricerca Aquasystem ha sviluppato una piattaforma multi-modello e multi-livello per la previsione degli effetti al suolo degli interventi meteorologici, il monitoraggio in real-time degli stessi, e la diramazione delle allerte. Sotto il profilo della modellistica idraulica, la piattaforma impiega quattro software di cui tre commerciali, nella fattispecie HEC – RAS, MIKE by DHI e SWMM, e un modello di ricerca, il FLO. Quest'ultimo è frutto della collaborazione tra le Università di Palermo e Reggio Calabria e implementa un modello di propagazione degli eventi di piena con schema mono e bidimensionale accoppiato.

L'Aquasystem rappresenta un progetto di ricerca applicata, orientato principalmente a fornire ai centri funzionali regionali e alla Protezione Civile, una serie di strumenti di protezione del territorio quali i sistemi previsionali e di allertamento. Nell'ambito della ricerca di soluzione di mitigazione del rischio, esso ha previsto inoltre l'analisi di diverse tipologie di intervento per il controllo delle portate di piena e di protezione delle aree vallive a rischio di esondazione. Oltre a soluzioni di natura strutturale quali invasi di laminazione della portata, opere di difesa delle sponde e regolarizzazione del tracciato del corso d'acqua, sono stati trattati interventi di tipo diffuso. Questi ultimi, noti come *best management practices*, sono finalizzati alla diminuzione del volume di acqua in arrivo alla rete di drenaggio urbano, e di conseguenza, del rischio di crisi della rete stessa.

2.1 Area campione

Lo studio è stato condotto nell'area insediativa di Roccelletta di Borgia appartenente al bacino del fiume Corace. Il bacino ha un'estensione planimetrica complessiva di 294.41 km², con la foce nel mar Ionio e ricade principalmente nel comune di Catanzaro, in Calabria.

Le strategie di difesa del centro abitato hanno previsto una schematizzazione dell'area in 44 sottobacini (cfr. *Figura 2*), i quali identificano le aree scolanti della rete di fognatura e vanno ad interessare una superficie di 3.7 km² con una pendenza media del 4.89%.

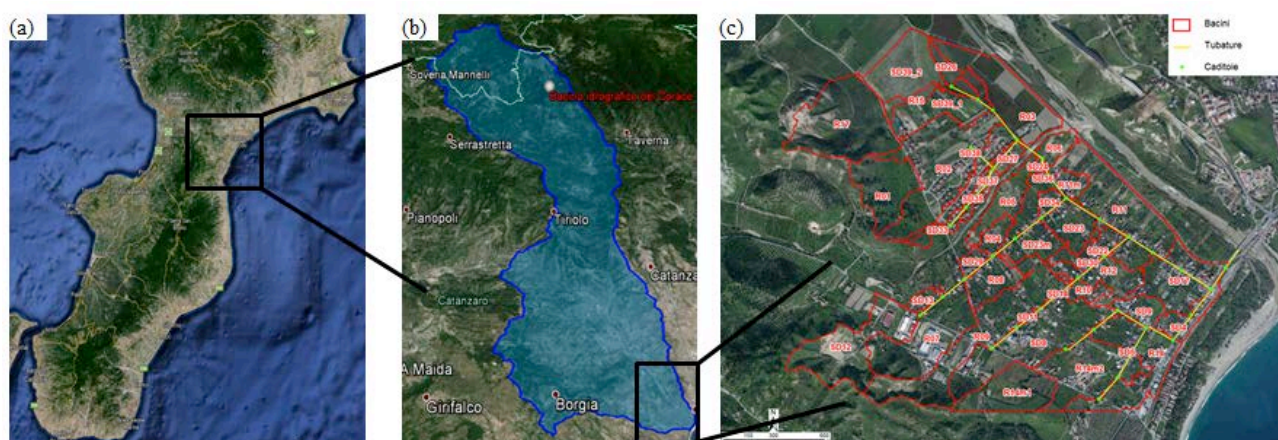


Figura 2. La figura mostra con tre diversi livelli di dettaglio: (a) la localizzazione del bacino del Corace all'interno della regione Calabria, (b) il contorno del bacino e (c) la schematizzazione delle aree scolanti della rete di fognatura nella zona di Roccelletta di Borgia.

2.2 Strumenti impiegati

Per la previsione degli effetti prodotti dagli interventi di BMP ipotizzati si è proceduto nel seguente modo:

- 1) Individuazione delle superfici scolanti per ogni caditoia e delle caratteristiche idrologiche del bacino in esame, attraverso l'impiego di un *Geographic Information Systems* (software *QuantumGIS*);
- 2) Implementazione del modello di calcolo SWMM tramite l'interfaccia inp.PINS, un tool che predispone i files di input a SWMM (.inp) basato su files GIS (*shape* e *grid*);
- 3) Simulazione idraulica con il software di calcolo SWMM (Storm Water Management Model). Il

codice è stato concepito per modellare in termini quantitativi e qualitativi tutti i processi che si innescano nel ciclo idrologico e offre la possibilità di compiere simulazioni idrauliche grazie alla risoluzione e integrazione numerica in forma completa delle equazioni di De Saint Venant.

2.3 Scenario simulato

Con l'ausilio di SWMM, sono state eseguite le simulazioni idrauliche a partire da una serie di ietogrammi sintetici (rettangolare, triangolare isoscele, triangolare crescente, triangolare decrescente e Chicago) per periodo di ritorno di 5, 50, 100, 200 e 500 anni. Le simulazioni condotte sullo stato esistente, hanno evidenziato che la rete pluviale entra in crisi già a partire da eventi con periodo di ritorno superiore a 5 anni, a prescindere dalla forma dello ietogramma considerato, con portate al colmo che si aggirano a $0.9 \text{ m}^3/\text{s}$. Pertanto, la maggior parte dei volumi idrici non viene intercettato dalla rete, con conseguenti soventi allagamenti delle aree urbane. Per mitigare la suscettibilità all'allagamento, si sono ipotizzati una serie di interventi BMP, finalizzati all'aumento della permeabilità delle superfici scolanti. Per verificare l'efficacia degli interventi ipotizzati, si sono ricavate le mappe di allagamento conseguenti ad eventi meteorici con ietogrammi di forma assegnata, sia in presenza sia in assenza di interventi di BMP. In particolare, si è scelta la forma dello ietogramma Chicago, in quanto capace di produrre gli allagamenti maggiori, a parità di altezza e durata della pioggia. Per definire l'ampiezza delle superfici allagate con SWMM, si è ricorsi alla cosiddetta "Ponded Area". Si tratta di una superficie virtuale di invaso in corrispondenza a ciascun nodo, la quale accoglie l'acqua in eccesso per rilasciarla nel sistema successivamente, quando le quote piezometriche lo consentono. Analizzando le caratteristiche di copertura e uso del suolo con la *Corine Land Cover* è emerso che sui 3.7 km^2 di superficie totale di Roccelletta di Borgia, circa 3 km^2 sono aree permeabili (aree agricole e boschive).

Per limitare il deflusso superficiale sulle aree impermeabili, si è ipotizzato di adottare pavimentazioni drenanti e *green parking*, in modo da aumentare il volume d'acqua di infiltrazione. Da un'analisi puntuale delle superfici, si è stimato che, grazie agli interventi predetti, è possibile ridurre il *Curve Number* medio da 95 a 75. Anche nel caso delle superfici permeabili, le quali come si è detto costituiscono l'82% del territorio in esame, si sono ipotizzati interventi capaci di ridurre il CN a 75, partendo dal valore pre-interventi pari a 80.

La *Figura 3* conferma che la zona evidenziata in verde, in destra idraulica dell'asta principale, si presta bene alla realizzazione di canali inerbiti, mentre quella più vicina alla foce può essere adibita all'attuazione di pavimentazioni porose mediante elementi prefabbricati di forma alveolare, in materiale lapideo.



Figura 3. Individuazione delle aree di possibile realizzazione di green parking e di grassed swales.

3 CONCLUSIONI

Le simulazioni sono state eseguite considerando una pioggia di 40 ore di durata, distribuita nel tempo secondo uno ietogramma Chicago. I risultati sono riepilogati in *Tabella 1*.

Parametri	Before BMP	After BMP
Volume di precipitazione totale [m ³]	298950	298950
Volume di perdite per infiltrazione [m ³]	107640	194560
Volume associato ad altre perdite [m ³]	4570	3950
Volume di deflusso [m ³]	186740	100440
Coefficiente di afflusso	0.63	0.34

Tabella 1. Risultati ottenuti, dalle simulazioni, sulla rete prima e dopo l'implementazione della tecnologia di BMP

Si osserva una riduzione del coefficiente di afflusso del 46% associata ai bacini sottesi ad ogni caditoia della rete di collettamento delle acque bianche. Tramite il software QGis sono state generate le mappe di allagamento nella situazione antecedente e seguente l'impiego delle BMP. Le mappe mostrano risultati verosimili soprattutto nella zona a sud-est, dove si riscontra una sensibile riduzione della superficie di allagamento. In particolare, emerge che senza l'adozione di interventi BMP, l'allagamento va ad interessare una superficie di 10 ettari, la quale invece si riduce a 6.6 ettari, adottando opportuni interventi di drenaggio. Come si può notare dalla *Figura 4*, la riduzione della superficie di esondazione risulta dunque pari al 44%.

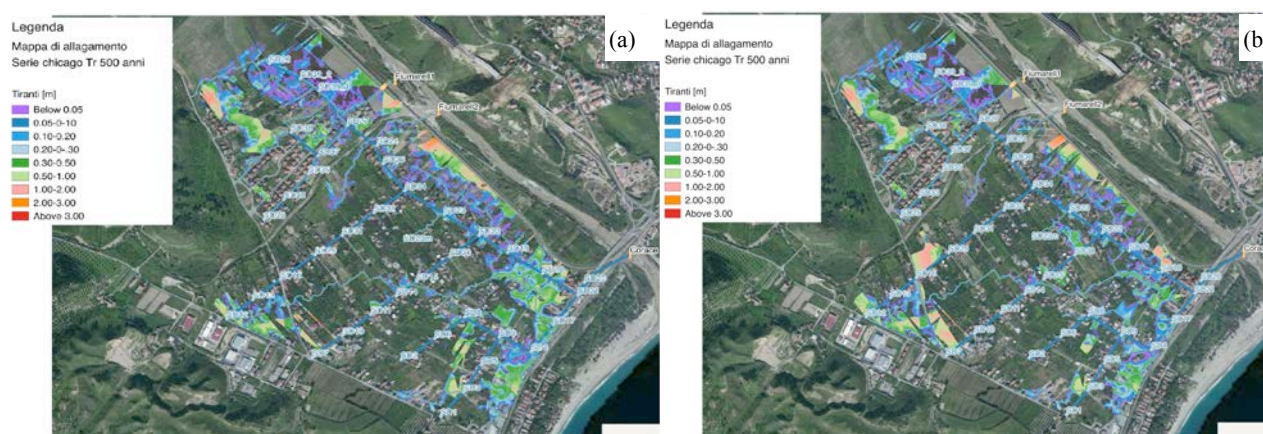


Figura 4. Il pannello (a) illustra la mappa di allagamento della zona di Roccelletta di Borgia senza strategia BMP, il pannello (b) evidenzia la mappa dopo l'adozione della strategia BMP.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Abbot C.L., Comino-Mateos L. In-situ hydraulic performance of a permeable pavement sustainable urban drainage system. Journal of the Chartered Institution of Water and Environmental Management 2003;17(3):187–90.
- Abustan I., Hamzah M. O. & Rashid M. M., Review of permeable pavement systems in Malaysia condition, 2012.
- Field R., Masters H. and Singer M.1982. An Overview of Porous Pavement Research. Water Resources Bulletin. 18(2). pp 265-270.
- Gerrits C., Restoration of infiltration capacity of clogged permeable pavers. MSc Thesis, School of Engineering, University of Guelph, Ontario, 2001.
- Dreelin E. A., Fowler L., Carroll C. R., A test of porous pavement effectiveness on clay soils during natural storm events, 2006.
- James, W. And von Langsdorff, H. , The use of permeable concrete block pavement in controlling environmental stressors in urban areas, 2003.
- Laurent M. A., Bernard A. E., Indrajeet C., Effectiveness of low impact development practices in two urbanized watersheds: retrofitting with rain barrel/cistern and porous pavement, 2013.
- Progetto AQUASYSTEM, Attività 5.6.3 “Analisi della possibilità di impiego di vasche di prima pioggia e simulazione del relativo funzionamento”.
- Progetto AQUASYSTEM, Attività 5.7.1 “Definizione delle strategie di laminazione nell’area campione e valutazione delle relative possibilità di attuazione”.

VALUTAZIONE DEI TASSI DI EROSIONE NEL BACINO IDROGRAFICO DEL FIUME CALORE

Marco Vigliotti¹, Michele Di Natale¹, Caterina Eramo¹, Stefania Di Ronza¹ & Daniela Ruberti¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Design, Edilizia e Ambiente, Seconda Università di Napoli - Via Roma, 9, Aversa, Italia

ASPETTI CHIAVE

- *Scopo della ricerca è la valutazione e la quantizzazione dei processi che determinano la perdita di suolo del bacino idrografico del Fiume Calore.*
- *Sono stati calcolati il valore di deflusso torbido unitario medio annuo (Tu) e la perdita stimata di suolo media annua (A) attraverso l'applicazione dell'Universal Soil Loss Equation (USLE), ed infine Sediment Delivery Ratio.*
- *L'approccio metodologico, indipendentemente dall'area di studio, consente l'individuazione di aree soggette a differenti entità di erosione, fornendo indicazioni utili a prevenire o a mitigare il fenomeno.*

1 PREMESSA

È sempre più crescente l'attenzione da parte della comunità scientifica mondiale verso la valutazione e la quantizzazione dei processi che determinano la perdita di suolo.

Ampie regioni dell'area mediterranea sono soggette a perdite di suolo per via dell'alternanza di lunghi periodi di siccità con periodi di intense piogge, su versanti ripidi e suoli fragili, con perdite stimate in 20-40 t/ha per un singolo evento piovoso, con punte di 100 t/ha in caso di eventi estremi (*Morgan, 1992*).

Anche il territorio italiano, a causa delle sue caratteristiche geomorfologiche e climatiche, è particolarmente esposto all'erosione idrica superficiale e, più in generale, ai dissesti idrogeologici. Risulta che circa il 27% del territorio nazionale è interessato da rischio di erosione potenziale e circa il 10% da rischio di erosione attuale (*Iaquinta & Terranova, 2004*), con perdite di suolo che variano da 15 fino a 250 t/ha/anno, a causa della mancanza di misure conservative del suolo (sistemazioni idraulico-agrarie, colture di copertura, drenaggi, ecc.), dell'utilizzo di tecniche agrarie sempre più intensive e dell'aumento dell'erosività delle piogge che presentano eventi sempre più intensi e più ravvicinati, legati all'ormai noto mutamento del clima a scala planetaria.

La stima dei tassi di erosione che si esplica all'interno di un bacino idrografico può essere effettuata attraverso l'analisi geomorfica quantitativa, mentre l'applicazione di modelli, parametrici, di erosione (ad es. l'*USLE, MUSLE, RUSLE*) permettono l'individuazione e la valutazione delle zone a rischio di erosione. La gestione dei dati attraverso l'utilizzo dei Sistemi Informativi Territoriali, oltre a garantire estrema versatilità nell'utilizzo, consente una serie di rapide analisi su dati di differente natura ed un immediato confronto tra essi.

Sulla base di queste considerazioni il presente lavoro mira a valutare l'entità dei tassi di erosione nel bacino idrografico del Fiume Calore documentabili anche attraverso la realizzazione della Carta dell'erosione potenziale.

2 AREA DI STUDIO

Il bacino idrografico del Fiume Calore, mostrato in Figura 1, si estende nel settore centrale dell'Appennino meridionale per ca. 3034 kmq mentre il corso principale, che nasce ai piedi del Varco Colle Finestra nel massiccio dell'Accellica, confluisce in sinistra del Fiume Volturno, nei pressi di Amorosi, rappresentandone il maggiore immissario.

Il reticolo idrografico presenta un *pattern* prevalentemente di tipo sub-angolare, tendente al dentritico in corrispondenza delle testate; è impostato per la maggior parte su unità carbonatiche mesozoiche e flyschoidi mioceniche. Inoltre, incide depositi costituiti da sabbie e conglomerati plio-pleistocenici, da alluvioni dell'Olocene e da ignimbriti flegree quaternarie, che colmano le conche tettoniche intermontane; talora i rilievi sono drappeggiati da depositi piroclastici vesuviani (*Bergomi et al., 1975; Basso et al., 2002*;

Chiocchini, 2007; Bonardi et al., 2009).

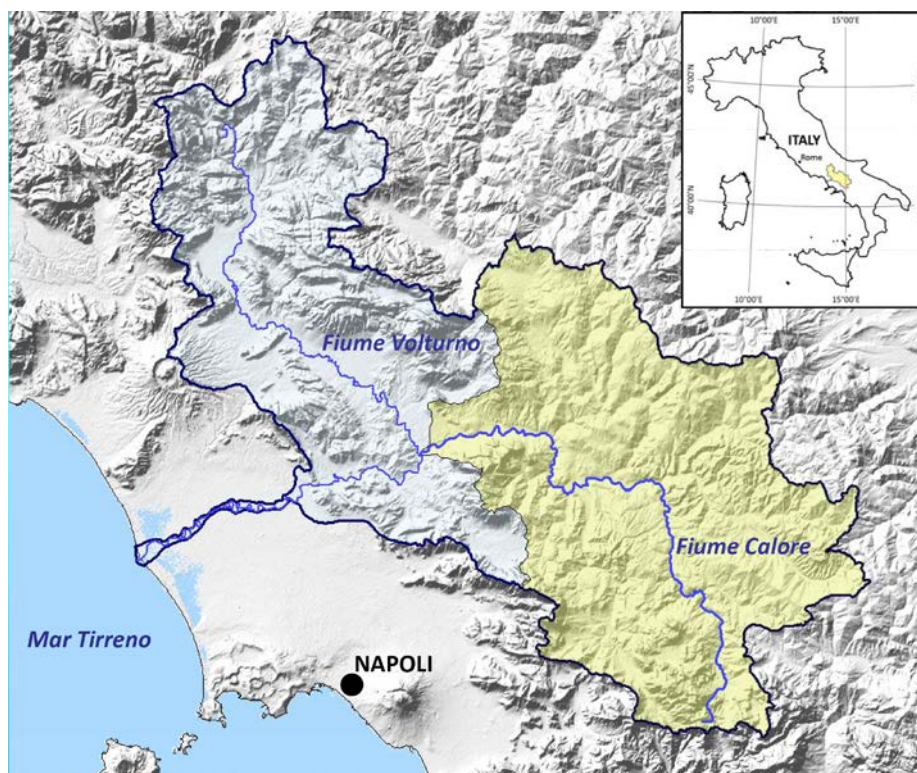


Figura 1. Localizzaziniòne del bacino idrografico del Fiume Calore.

3 MATERIALI E METODI

La determinazione del deflusso torbido unitario medio annuo (Tu ; Ciccacci et al., 1980) alla sezione di chiusura, e la stima della perdita media annua di suolo (A) attraverso il metodo dell'*Universal Soil Loss Equation* (*USLE*; Wischmeier & Smith, 1978) consentono il calcolo del coefficiente di resa solida (*SDR* – *Sediment Delivery Ratio*) del bacino idrografico (Bagarello et al., 1991).

La stima del Tu e l'applicazione dell'*USLE* sono state realizzate attraverso l'utilizzo dei Sistemi Informativi Territoriali (*SIT*).

Il reticolo idrografico, basato sulla Carta Topografica d'Italia (1:25.000), è stato ordinato secondo il metodo di Strahler (1957). Dai *parametri di base* (lunghezza delle singole aste, area e perimetro del bacino) sono stati ricavati i parametri morfometrici (*derivati e di forma*); tra questi, densità di drenaggio (D_d), densità di anomalia gerarchica (g_a) e indice di anomalia gerarchica (Δa) hanno permesso di stimare il Tu (t/kmq/anno) quale indice rappresentativo dell'entità del processo di erosione potenziale dei terreni affioranti all'interno del bacino idrografico.

Il modello parametrico su base empirica *USLE* fornisce una stima della perdita annua di suolo, A , causata dall'erosione idrica superficiale calcolata secondo la formula:

$$A = R \times K \times LS \times C \times P \quad (1)$$

dove A è la perdita stimata di suolo media annua (t/ha/anno), R il fattore di erosività media annua della pioggia, K il fattore di erodibilità del suolo, LS il fattore topografico, C il fattore di copertura e uso del suolo, P il fattore di pratiche antierosive e di conservazione del suolo.

Per applicare l'equazione del modello *USLE* sono stati sviluppati specifici *layer riportati* in Figura 2; a partire da un set di dati, nuovi layer sono stati realizzati ed analizzati mediante le tipiche funzionalità degli ambienti GIS, quali l'overlay topologico, le interrogazioni su attributi (*query*) e operazioni di map algebra, al

fine di ottenere una mappa dell'erosione potenziale in cui l'area di studio risulta partizionata in poligoni, ognuno dei quali è caratterizzato da una serie di attributi derivanti dai punteggi calcolati attraverso l'applicazione dell'algoritmo di calcolo previsto dal metodo. Il prodotto finale è la *Carta dell'erosione potenziale* mostrata in Figura 3 in cui il territorio è partizionato in poligoni, ognuno dei quali è caratterizzato da una serie di attributi derivanti dai punteggi forniti dal metodo di valutazione dei singoli fattori.

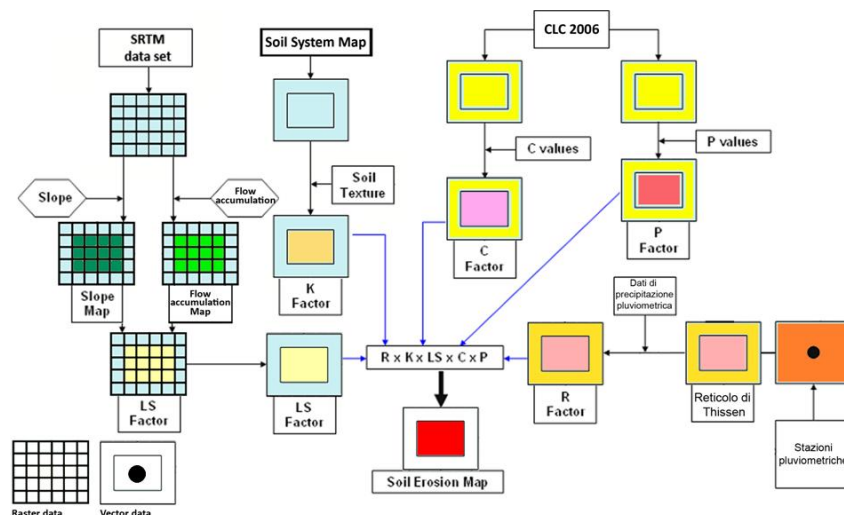


Figura 2. La flow chart mostra il set di operazioni eseguite per il calcolo della perdita stimata di suolo media annua

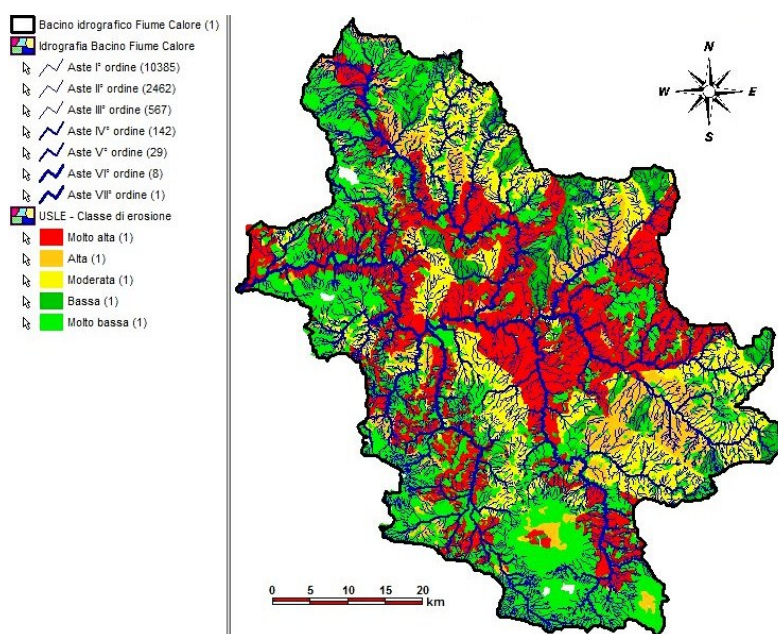


Figura 3. Carta dell'erosione potenziale per il bacino idrografico del Fiume Calore, basata sulla classificazione di Shelton and Wall (1989): Molto bassa: < 6 (t/ha/anno); Basso: 6 – 11 (t/ha/anno); Moderata: 11 – 22 (t/ha/anno); Alta: 22 – 33 (t/ha/anno); Molto alta: > 33 (t/ha/anno).

Dal momento che la stima di A fornisce indicazioni sul quantitativo di materiale che viene movimentato complessivamente su tutta la superficie del bacino, mentre la stima del Tu fornisce il quantitativo di materiale che effettivamente abbandona la superficie del bacino attraverso la sezione di chiusura, è stato determinato il coefficiente di resa solida (SDR – *Sediment Delivery Ratio*) del bacino. Tale coefficiente, definito come il rapporto tra Tu ed il valore di A sulla medesima area, ha consentito di stimare la percentuale di suolo eroso che abbandona effettivamente il bacino attraverso la sezione di chiusura, rispetto a quello complessivamente movimentato lungo i versanti.

4 RISULTATI E DISCUSSIONI

Dalla valutazione dei parametri morfometrici, riportati in Tabella 1, il bacino idrografico del Fiume Calore risulta caratterizzato da:

1. uno scarso grado di sviluppo, in quanto impostato soprattutto su terreni per lo più permeabili o scarsamente erodibili;
2. una bassa organizzazione gerarchica, in quanto impostato su un'area caratterizzata da un notevole controllo tettonico e/o litologico;
3. non in equilibrio e con un grado di irregolarità geometrica medio-elevato.

Ordine	Parametri di base			Parametri derivati					Parametri di forma					
	A (km ²)	P (km)	R _{b medio}	R _{L medio}	ρ medio	D _d	F _d	G _a	g _a	A _a	R _e	R _c	R _u	F _f
7	3034	355	4,85	2,43	0,54	2,58	4,48	21261	7	2,05	0,48	0,3	1,82	0,18

Tabella 1. A: Area del bacino; P: Perimetro; L: Lunghezza media; R_b: Rapporto di biforcazione; R_L: Rapporto di lunghezza; ρ: Coefficiente RHO; D_d: Densità di drenaggio; F_d: Frequenza di drenaggio; G_a: Numero di anomalia gerarchica; g_a: Densità di anomalia gerarchica; A_a: Indice di anomalia gerarchica; R_e: Rapporto di allungamento; R_c: Rapporto di circolarità; R_u: Rapporto o coefficiente di uniformità; F_f: Fattore di forma.

Dal calcolo del *Tu* emerge una bassa intensità del processo erosivo, con una perdita effettiva di materiale solido, attraverso la sezione di chiusura, stimata in ca. 290 t/kmq/anno ed un'erosione specifica di ca. 0,11 mm/anno.

La stima di *A* evidenzia una perdita media annua di suolo di circa 32 t/ha/anno ed una movimentazione complessiva di materiale su tutta la superficie del bacino valutata in 9.708.800 t/anno e un *SDR* del 9%, cui corrispondono 873.792 t/anno.

Il processo di elaborazione dei dati ha condotto alla realizzazione della Carta dell'erosione potenziale che consente di individuare le aree soggette a differenti entità del processo erosivo. Essa mostra che il 46% del bacino risulta interessato da erosione molto bassa, il 24% da erosione molto alta, il 16% da erosione moderata, il 7% da erosione alta e infine il 6% da erosione bassa, fornendo indicazioni utili a prevenire o mitigare il fenomeno, rappresentando, in tal senso, un valido supporto alle decisioni.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bagarello, V., Ferro, V., Giordano, G. Contributo alla valutazione del fattore di deflusso di Williams e del coefficiente di resa solida per alcuni bacini idrografici siciliani. Rivista di Ingegneria Agraria, 1991, 4, 238-251.
- Basso, C., Ciampo, G., Ciarcia, S., Di Nocera, S., Matano, F., Torre, M. Geologia del settore irpino-dauno dell'Appennino meridionale: unità meso-cenozoiche e vincoli stratigrafici nell'evoluzione tettonica mio-pliocenica. St. Geol. Camerti. Nuova serie, 2002, 1 (2), 7-27.
- Bergomi, C., Manfredini, M., Martelli, G. Note illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 Foglio 173 Benevento. Servizio Geologico D'Italia, 1975.
- Bonardi, G., Ciarcia, S., Di Nocera, S., Matano, F., Sgroso, I., Torre M. Carta delle principali unità cinematiche dell'Appennino meridionale. Nota illustrativa. Ital.J.Geosci. (Boll.Soc.Geol.It.), 2009, 128, 47-60.
- Chiocchini, U. – Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 Foglio 432 Benevento. Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, 2007, 1- 126.
- Ciccacci, S., Fredi, P., Lupia Palmieri, E. & Pugliese, F. Contributo dell'analisi geomorfica quantitativa alla valutazione dell'entità dell'erosione nei bacini fluviali, Bolletino della Società Geologica Italiana, 1980, 99, 455-516.
- Iaquinta, P. & Terranova, O. Scenario di rischio di erosione idrica, Rivista Mondo GIS, 2004, 43, 17-20.
- Morgan, R.P.C. Soil Erosion in the Northern Countries of the European Community. EIW Workshop. Elaboration of a Framework of a Code of Good Agricultural Practices, Brussels, 21-22 May, 1992.
- Strahler, A.N. Quantitative analysis of watershed geomorphology, Design of Fatigue and Fracture Resistant Structures, ed. P.R. Abelkis & G.M. Hudson, ASTM STP 761, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pennsylvania, 1982, pp. 133-151.
- Shelton, I.J. & Wall, G.J. The Soils of the Regional Municipality of Niagara. Vol. I, Part C: Soil Erosion Interpretations. Ministry of Agriculture and Food Ontario Agriculture Canada, Research Branch. 1989.
- Wischmeier, W.H. & Smith, D.D. Predicting rainfall erosion losses. A guide to conservation planning, Agricultural Handbook, U.S.D.A. Washington, D.C., 1978, 537, 1-60.

WATER AND SOIL IN EUROPE: FOOD, FUEL OR HOUSING?

Davide Danilo Chiarelli¹, Maria Cristina Rulli¹

(1) *Department of Civil and Environmental Engineering, Politecnico di Milano, Milan I-20133, Italy*

KEY POINTS:

- *Land and water for crop production used in Europe: an overview since year 1963*
- *Land take and soil sealing impact on water and food security*
- *Land and water needed to fulfil the 2020 EU renewable energy target*

INTRODUCTION

Water and soil are essential but limited resources for crop production. Improvements in agriculture and irrigation techniques have characterized Europe since the sixties producing an increase in agricultural yield nowadays approaching the plateau. (Mueller *et al.*, 2012) At the same time, a reduction of the harvested area has been occurring in Europe involving 6.81million ha. Land take and soil sealing (phenomena happening when soil is temporary or permanently covered with artificial surface or layer of persistent material) are important causes explaining the land harvesting decreasing trend. It has been observed how sprawling cities usually involve the most suitable agricultural land, often forcing agriculture in the less productive areas (Scalenghe *et al.*, 2009).

In the meantime, European energy policies (EU, 2009), enacted to mitigate the greenhouse gases, are pushing production (and use) of biofuels, so asking for land and land-based resources like water for agriculture. In addition, at global scale we are observing changes in living behaviours strongly affecting food habits and in turn producing an increase of land and water intense food consumption (EC, 2011). Therefore, the search for the essential resources and resilience could trigger in the short run phenomena such as precious ecosystem land conversion, large scale land acquisition, riots for food etc. (Rulli *et al.*, 2013, Harvey and Pilgrim, 2011).

Is this context crucial questions concerning land use change arise: Is the changing we are observing sustainable? How important is in term of food security 1 hectare of soil in Europe? What is the impact of land taking and soil sealing in term of European and global water and food security?

METHOD

2.1 Land

For understanding how important 1 hectares of soil is in Europe, hystorical data since 1963 have been analyzed for 23 countries (EU27 without Cyprus, Latvia, Lithuania and Estonia). Records on harvested area, crops production and consumption for each country have been taken from Fao database (FAOSTAT, 2016) and averaged for 5 decades (63-72, 73-82, 83-92, 93-02 and 03-12). Calories contents for 250 items (D'Odorico *et al.*, 2013) have been used to convert crop production (in term of weight) in kcal. The average production of 1 hectare in each decades has been obtained as the ratio between the total kcal and the harvested area for each country.

2.2 Water

Total amount of water used in each country has been obtained by multiplying the cultivated area (crop by crop) (FAOSTAT, 2016) for the respective green, blue and grey crop water use (Chapagain and Hoeksra, 2004).

2.3 Biofuel

In this analysis only biofuel of first generation (i.e. directly related to agricultural products) have been considered:

- ✓ wheat, corn, barley, rye , sugarcane and sugar beet for bioethanol
- ✓ rapeseed oil, palm oil, soybean oil and sunflower oil for biodiesel.

By combining the most recent data on biodiesel and bioethanol production and consumption (*GAIN*, 2015) with data on biofuel extraction ratio and country based crop yield (*FAOSTAT*, 2016) we evaluated the amount of crop needed, the agricultural area harvested and crop calories for each country energy production and consumption. For crops cultivated in Europe we used proper country based data. Concerning palm oil we used data referred to Indonesia and Malaysia, since the majority of palm oil is imported from these countries. For the same reason in the case of biofuel coming from soybean we used data related to Usa, Paraguay Brazil and Argentina.

RESULT

A reduction in harvested area of 6.81million ha has been observed in Europe spanning from the first decade to the last one. Annually more than 43000 hectares of soil are sealing resulting in about 500000 people that can potentially be fed with food produced in that land.

European trend in decreasing harvested land contrasts to other continents such as Asia and Africa. The most affected countries are Portugal (-56%), and Italy (-35%). In opposite France (+6%) and Greece (+5%) show the highest increase. A driving force of the process could be ascribed to land take and soil sealing. In average the EU countries (13 out 20 countries where a reduction in agricultural land has been registered) show land take contributing to about the 10% of total reduction of agricultural land.

By the contrary an increase in water consumption has been observed in the studied countries: moving from the beginning to the end of the study period from 0,286 to 0,407 km³ of water consumed, yearly. This increase is in part due to the building of new irrigation systems, as shown by an increase of 45% in the blue water consumption (evaluated from 1963 to 2012). Moving from rainfed to irrigated agriculture results in 18% and 54% increase of crop production in weight and extra calories respectively produced.

Harvested crops are not used only for food purposes, one of the other main use is represented by biofuel production. Gain (2015) reports for the year 2014 EU biofuel consumption of about 13320 litres. The consumption data provided by Gain is expected to be stable during 2015 and 2016.

We calculated, by using data on crop-biofuel extraction ratio and country based crop yield (*FAOSTAT*, 2016), that such amount of biofuel needs of 5.9 million ha. Presently 4.1million ha of agricultural land are cultivated in Europe and 1.8 million ha abroad. The case of rapeseed has been particularly debated since its cultivation is showing in the last years unprecedented growing rate. From less than 1 million ha in 1968, nowadays in Europe an area of 4.1million hectares is cultivated for biodiesel, of which 90% with rapeseed that need to $1.1 \cdot 10^{10}$ m³/year of water.

We evaluated an amount of 0.32million ha are necessary to be cultivated in Indonesia and Malaysia for oil palm and 1.48million hectares for soybean.

We calculated by 2020 the 7% mixing transport biofuel EU mandate (nowadays the average mixing in Europe is 5,2%) could cause a increase in land use for biofuel production of 2.83million ha and about 10000million m³ of water.

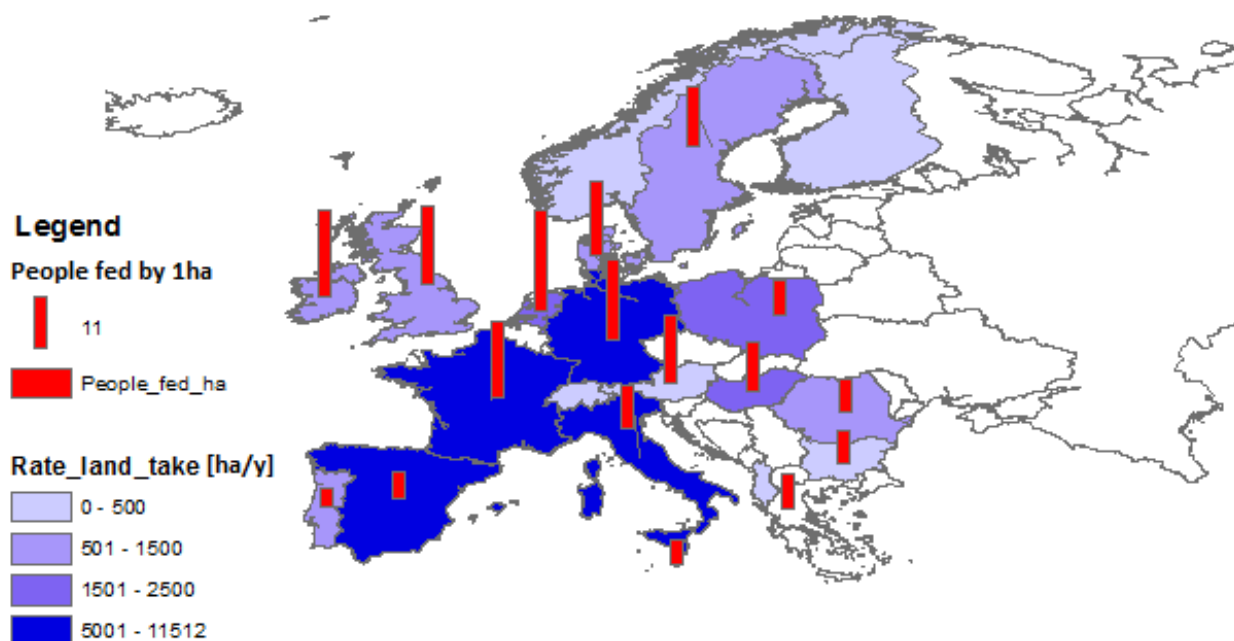


Figure 1. Amount of people 1 hectare of harvested area in Europe can feed based on the country diet. Graded blue colour represents land take rate [ha/y] (EEA, 2015).

DISCUSSION

With the production of one hectare of soil in Europe it's possible to satisfy in average the yearly kcal requirement of 12.7 people. This number largely increased from the first years of 60ties when one hectare of land could feed only 7.6 persons. Netherlands, Germany and Belgium/Luxembourg have the high rate of calories production per hectare, in opposite to Portugal and Spain where the rate is lower (Figure 1). This increase has been possible thanks to innovations in agricultural techniques, irrigation systems building and mechanization of agriculture. If by one side the increase in agricultural yield allows to reduce the amount of harvested area in order to have the same crop production, it is also true that the pressure on agricultural area is nowadays increasing due to higher food demand and biofuel production. In Germany, for example, that is actually producing enough calories to satisfy two times its population needs, 15% of the total arable land is devoted to the production of biofuel. This area corresponds to the average kcal required by 25 million people, about one third of Germany total population. In addition, many countries, such as Bulgaria have already planned to increase their biofuel production (GAIN, 2015).

It has to be pointed out, if all biofuel plants in Europe will reach full operation, a transport fuel mixing of 9,64% will be reach in EU, that is an objective higher than the 7% mandate imposed by EU by 2020. This will consist in an increase in harvested area of about 7 million ha and of about 20000million m³ of extra water needed.

Europe is not only devoting part of its production to biofuel sector, but it is also strongly reducing the amount of agriculture soil due to soil sealing for city expansion and urbanization, sprawling of city and building of new infrastructures (i.e. highway, airport, roads). This phenomenon happens especially around big cities, in flat are usually very suitable for agriculture (Hathout, 2002; Scalenghe et al., 2009), so strongly impacting crop and food production. If we consider for example Lombardy in Italy, data show a sealing rate of 3650ha/year during the period 2000-2006 (Ispra, 2015). In terms of calories this means a reduction of $4.52 \cdot 10^{10}$ kcal/year that could be used for feed about 35000 people (3.8% of the average population). Data for Spain, the first country in Europe for soil sealing with a rate of 17600 ha/year, show the average amount

of calories not produced would have been able to feed about 100000persons. If we consider to harvest the same area of the first decade with the yield of the last one, there will be an increase of $3.8 \cdot 10^{14}$ kcal that could be used to feed $3.07 \cdot 10^8$ people.

We showed how water and soil are strictly linked in food and energy production. Demand for food and water is increasing since last decade with a growing rate in future. At the same time housing and infrastructures are planned to increase so it is the need of soil to support them. A smart use of limited resources such as soil and water is a big challenge for the present and a necessity for the future.

REFERENCES

- Chapagain A.K. & A.Y. Hoekstra, Water Footprint of Nations, Research Report n°-16, Unesco IHE, 2004
- D'Odorico P, J.A. Carr, F. Laio, L. Ridolfi & S. Vandoni Feeding humanity through global food trade, *Earth's Future*, 2014
- EC 2011, European Commission Sustainable food consumption and production in a resource-constrained world, 2011
- EEA 2015, The European Environment Agency (EEA), Land Take, Accessed January 2016
- EU 2009, Directive 2009/28/EC of the European Parliament and of the Council.
- FAOSTAT. 2012. Statistics Division of the FAO. Accessed February 2016. <http://faostat.fao.org/>
- Gain 2015, EU28 Biofuels Annual, EU Biofuels Annual 2015, Gain Report NL5028, Bruxelles, 15/7/15
- Harvey M., & S. Pilgrim. The New Competition for Land: Food, Energy, and Climate Change. *Food Policy* 36: 40–51, 2011.
- Hathout S. The Use of GIS for Monitoring and Predicting Urban Growth in East and West St Paul, Winnipeg, Manitoba,, Canada. *Journal of Environmental Management* 66 (3): 229–238, 2002
- Hoekstra A. Y. The hidden water resource use behind meat and dairy, Twente Water Centre, University of Twente, Netherlands, 2012
- Mueller N. D., J. S. G., M. Johnston, D. K. Ray, N. Ramankutty & J. A. Foley Closing yield gaps through nutrient and water management *Nature* 490,254–257, 2012
- Munafò M, F. Assennato, L. Congedo, T. Luti, I. Marinosci, G. Monti, N. Riitano, L. Sallustio, A. stroll, I. Tombolini & M. Marchetti Il consume di suolo in Italia, ISPRA Edizione 2015
- Prokop G., H. Jobstmann, & A. Schönbauer. Overview of Best Practices for Limiting Soil Sealing or Mitigating its Effects in EU-27. Final report of a study contracted by the European Commission, DG Environment. Brussels: European Communities, 2011
- Rulli M.C., A. Savori, & P. D'Odorico, Global land and water grabbing, *Proc. Natl Acad. Sci. USA*, PNAS, 2013.
- Scalenghe, R., & F.A. Marsan. The anthropogenic sealing of soils in urban areas., *Landscape and Urban Planning* 90: 1–10, 2009.

POPULATION GROWTH, CHANGES IN DIET AND LAND GRABBING: DRIVERS AND FEEDBACK

Giulia De Carolis¹, Maria Cristina Rulli¹ & Paolo D'Odorico²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale Politecnico di Milano; (2) University of Virginia

KEY POINTS

- *In the future feeding developing countries will require a significant use of water, because of population growth and changing in eating habits towards diets rich of water-demanding products.*
- *Food import-dependent countries and private companies have started to invest in foreign land, often in developing countries, to meet the increasing demand of food and biofuel.*
- *Foreign investors subtract land and freshwater resources to developing countries agriculture, so affecting water and food security, particularly where natural resources are limited.*

INTRODUCTION

The coming decades will be characterized by the economic rise of many developing countries, followed by population increase and changes in eating habits towards diets rich of meat, eggs and dairy products. Ensuring diets rich of animal proteins to a growing population requires large tracts of land to be cultivated and the availability of the associated water resources needed for crops cultivation.

During the last decades, many countries assured their needs in term of food and so in term of virtual water through the global trade (Hoekstra et al 2011). Virtual water trade permits to support large global populations without engendering massive migrations of people. Food crises occurred in 2008 and 2011 and the following decreasing of food exportation have suggested to importer countries that food trade cannot be considered as long term solution for the next future. In the last few years, prompted by the recent food crises and the escalating demand for freshwater resources worldwide, some of the food import-dependent countries have started to invest in foreign agricultural land in regions where water availability, yield gaps, and the cost of land make the development of commercial farming a profitable activity.

This phenomenon is therefore often negatively called “land grabbing”. It has to be pointed out that it is allowed to define a large scale acquisition of agricultural land as land grabbing only if the land acquisition is, according with International Land Coalition definition (2011), one or more of the following: (i) In violation of human rights, particularly the equal rights of women; (ii) Not based on free, prior, and informed consent of the affected land users; (iii) Not based on a thorough assessment, or are in disregard of, social, economic and environmental impacts, including the way they are gendered; (iv) Not based on transparent contracts that specify clear and binding commitments about activities, employment, and benefits-sharing; (v) Not based on effective democratic planning, independent oversight, and meaningful participation.

This rush for agricultural land is associated with an appropriation of freshwater resources strongly affecting water and food security in the target countries (Rulli et al., 2013). From 2008 up to now about 39 million hectares of agricultural land have been subjected to large scale land acquisitions (Land Matrix, 2016).

Here we investigate the implications of large scale acquisitions and the associated water appropriation on regional and global water/food security, as well as the associated impacts on demographic growth and changing in diet. Societal water demand is evaluated by looking at population data, analysing the typical regional diet (e.g., fraction of total calories of food intake contributed by meat, vegetables, or other food products), and determining the per calorie water cost of the food consumed. The supply of water for food production is contributed by local water resources and traded (i.e., import-export) virtual water resources. They will be evaluated using global trade data (FAO, FAOSTAT, 2010) in conjunction with estimates of the water footprint of food commodities (Mekonnen and Hoekstra, 2011). This analysis, will account for

ongoing changes in diet (i.e., the tendency to increase the consumption of water- demanding food commodities (e.g., meat) as societies are increasing their development status.

MATERIAL AND METHOD

Data on large scale land acquisitions have been taken from the Land Matrix database (Land Matrix, 2012). This database reports for each land deal the geographic location, area, cultivated crops, investor country, status of negotiation. In this study, two different stages of negotiation of large scale land acquisition have been analysed that are: a) stage of concluded negotiation with signed contract (hereafter C.L.) and b) stage of negotiation not yet concluded (hereafter I.L.).

Countries affected by large scale land acquisition examined in this research are: Angola, Argentina, Benin, Brazil, Cameroon, Colombia, Congo, Ethiopia, Gabon, Guatemala, Indonesia, Liberia, Madagascar, Malaysia, Morocco, Mozambique, Nigeria, Pakistan, Peru, Philippines, Russia, Sierra Leone, Sudan, Uganda, Ukraine, Tanzania, Uruguay.

In order to analyze the change in eating habits, this research uses food balance sheets (FAO, FAOSTAT, 2010), Excel spreadsheets prepared by the Food and Agriculture Organization of the United Nation (hereafter FAO), comprising all the variables affecting the availability of food in a given Country. Through the food balance sheets, it is possible to calculate food intake per capita in terms of Kg per year of food, Kilocalories per day and the daily supply of proteins and fats per person (FAO, FAOSTAT, 2010). Food balance sheets allow to analyze where food resources are produced, how they are used and the nutritional intake guaranteed to the given nation population during a reference period.

The amount of water (green, blue and grey) necessary for crop production has been evaluated for each primary crop contributing to the country diet by using the model CROPWAT (Allen. et Al 1998). The model has been parametrized by using FAO climate and soil database. Concerning secondary food products, water footprint data have been taken from Mekonnen and Hoekstra (Mekonnen and Hoekstra, 2011).

FAO country-based projections of food demand for 2030 have been analysed for countries where large scale land acquisitions are most concentrated and then internal food production, import and export calculated for the year 2030. For each country, basing on the items (type and origin) forming the 2030 diet, has been possible to calculate the volume of water required to meet the demand for food in 2030.

Following Hoekstra et al. (2012), the ‘blue water scarcity’ in country (WS_{blue}) was calculated as the ratio of its total anthropogenic blue water demand (WD_{blue}) to the available blue water resources (WA_{blue}) in the country. For each country, we carried out comparison between “blue water available for humans” (WA_{blue}) and agriculture water demand and we investigated the effect of large scale land acquisition on malnourishment through analysis of country’s blue water availability, grabbed blue water and blue water demand. We considered *country blue water demand* as the blue water required to meet the country demand for food production and *grabbed blue water* the amount of blue associated to acquired lands cultivation. By subtracting grabbed blue water to the blue water availability it’s possible to calculate water yet available for food production and evaluate which part of the diet can be met in the countries affected by water scarcity.

In countries where water resources are limited, land grabbing could expose part of the population to hunger, especially poorest people and women and children.

The prevalence of undernourishment has been evaluated by using “FAO METHODOLOGY FOR MEASUREMENT OF FOOD DEPRIVATION” (2008) considering firstly the increase in population and the changes in eating habits only (percentage of malnutrition in 2030) and then by taking in account the effect of water grabbing, related both to already contracted land acquisition (C.L.) and I the intended ones (I.L.). FAO’s Food Security Indicators (2012), like Minimum Dietary Energy Requirement and Coefficient of

variation of habitual caloric consumption distribution, and values of Kcal/Day per capita estimated through the Food Balance Sheets where utilized as initial data for computing the cut-off point, μ_x , σ_x^2 and, finally, for evaluate the percentage of the population undernourished in the three cases.

RESULTS AND CONCLUSIONS

Cases where limited water resources do not allow the coexistence of the Land and Water Grabbing with the possibility of exporting food and in some cases of feeding the in country population are Benin, Morocco, Pakistan, Sudan, Tanzania. In detail, it is reasonable to assume that Morocco, Pakistan, Sudan and Tanzania, in order to optimize water use, will reduce food production to match food demand. On the contrary Benin, where presently domestic food production is smaller than food demand could shortly suffer food insecurity.

Results show that, with respect to the present scenario, in 2030 in Benin the increase in malnutrition rate will be of 39%, considering only the contracted land (C.L.), and of 122% considering intended land (I.L.). Increases in malnutrition rate in Morocco will be 48% (C.L.) and 49% (I.L.), 350%(C.L.) and 375% (I.L.) in Pakistan, 247% (C.L.) and 280% in Sudan. Moreover, in Tanzania will occur an increase in malnutrition rate of 11% (I.L.).

REFERENCES

- Allen R. G., Pereira L.S., Raes D, Smith M, Crop evapotranspiration - Guidelines for computing crop water requirements - FAO Irrigation and drainage paper 56, 1998
- FAOSTAT, Food and Agriculture Organization of the United Nations FAOSTAT on-line database (FAO) 2010
- FAO Methodology for Measurement of food deprivation" (2008)
- ILC, International Land Coalition Declaration, Assembly of Members on 27 May 2011
- Land Matrix, The Land Matrix Database. (Land Matrix 2012). Available at <http://landportal.info/landmatrix>, 2012.
- Mekonnen M.M., and Hoekstra A.Y. National Water Footprint Accounts: The Green, Blue And Grey Water Footprint of Production and Consumption Volume 2: Appendices. Value of Water Research Report Series No. 50, UNESCO-IHE, Delft, The Netherlands, 2011.
- Hoekstra A. Y., M. M. Mekonnen, Ashok K. Chapagain, Ruth E. Mathews, Brian D. Richter, Global Monthly Water Scarcity: Blue Water Footprints versus Blue Water Availability, 2012.
- Hoekstra AY, Chapagain AK, Aldaya MM, Mekonnen MM, Water footprint assessment manual: Setting the global standard. Earthscan, London, UK, 2011.
- Rulli M.C., A Savio, and P. D'Odorico, Global land and water grabbing, Proc. Natnl Acad. Sci, USA, PNAS, 2013.

L'IRRIGAZIONE TRADIZIONALE DELLE LIMONAIE DEL GARDA TRA SCARSITÀ IDRICA E ANTROPIZZAZIONE DEL TERRITORIO

*Stefano Barontini*¹, *Nicola Vitale*², *Federico Fausti*¹, *Barbara Badiani*¹, *Barbara Bettoni*³,
Sara Bonati^{3,4}, *Alessandro Cerutti*⁵, *Marco Peli*¹, *Antonella Pietta*³, *Roberto Ranzi*¹,
*Barbara Scala*¹, *Marco Tononi*^{3,6}, & *Viviana Zenucchini*²

(1) Università di Brescia, DICATAM, Brescia, (2) Libero Professionista / Ricercatore Indipendente, Brescia, (3) Università di Brescia, DEM, Brescia, (4) Universidade de Madeira, CIERL, Funchal (Portugal), (5) ,Università di Torino, DiSAFA, Torino, (6) Università di Padova, DISSGeA, Padova

ASPETTI CHIAVE:

- *La disponibilità d'acqua è una chiave per comprendere lo sviluppo agricolo dei giardini d'agrumi del Garda.*
- *In vista di una possibile restituzione dei giardini alla pristina vocazione agricola, è stato condotto uno studio sulla tecnica irrigua delle limonaie, evidenziandone le principali caratteristiche tipologiche e di funzionamento.*

1 INTRODUZIONE

*Insuper optandae quippe essent hic tibi frondes, // Hesperidum, Alcides nostris quas intulit oris;
Ipsa, inquam, Citrus nostro ponatur in Horto, // Difficiles quamvis curas, propriosque labores,
(...) nobilis exposcit multum semperque morosa.*

[Soprattutto sceglierai gli alberi delle Esperidi, che Alcide portò alle nostre coste.
Vorrei che questo nobilissimo e durevole cedro fosse piantato nel nostro giardino
anche se richiede continue attenzioni e lavori ad esso dedicati.]

G. M. Voltolina, *De hortorum cultura*, 1574, I:146—151

Il territorio della sponda bresciana settentrionale del Lago di Garda, da Maderno a Limone, è fortemente caratterizzato dalla presenza di terrazzamenti artificiali, le *limonaie*, che hanno consentito in età moderna lo sviluppo di un fiorentissimo distretto produttivo per la coltivazione degli agrumi, le cui esportazioni arrivavano fino all'Europa settentrionale. Le limonaie sono *giardini d'agrumi* nel senso che, grazie al microclima del lago, la coltivazione degli agrumi avveniva in piena terra a differenza che nelle *orangerie* dell'Europa centrale. Esse sono insediate su terrazze addossate ai versanti ripidi della sponda occidentale del Garda, in prossimità di corsi d'acqua e per mezzo di terra di riporto proveniente dalla sponda orientale, protette dai venti freddi di monte ed esposte prevalentemente a sudest per consentire di beneficiare già del primo irraggiamento solare. Le limonaie venivano inoltre trasformate, durante il periodo tardo autunnale e invernale, in serre artificialmente riscaldate, per mezzo di un sistema di pilastri e travi che consentivano la chiusura dei giardini con pareti in legno, alternate a pareti finestate.

Qui la coltura degli agrumi raggiunse un elevato grado di standardizzazione con pregiate cultivar locali (il limone *Madernino* e il *cedro di Salò*), e coinvolgeva tutto il circondario al fine di soddisfare le necessità di materie per le terrazze, i muri, i pilastri, le serre e le intelaiature per reggere i rami, carichi di frutti, delle piante. A causa della grande richiesta irrigua, che è stimata essere compresa tra 100 e 300 litri per pianta ogni 8 giorni, durante la stagione estiva (*Tedeschi*, 2006, p.291), e della sensibilità delle piante di agrumi all'eccesso di acqua, la gestione dell'acqua, anch'essa caratterizzata da un elevato grado di standardizzazione, giocava un ruolo fondamentale sia nel processo produttivo, sia nella stessa ubicazione dei giardini, che erano quindi costruiti con fatica anche su versanti ripidi, purché in prossimità di torrenti che ne garantissero l'approvvigionamento.

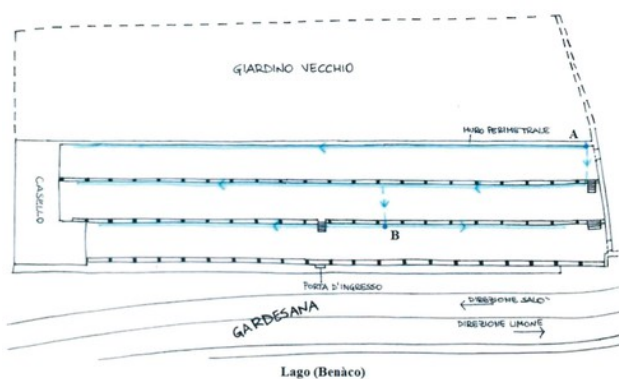
Attualmente pochissimi giardini mantengono attiva la coltura del limone, seppure con cultivar alloctone; in alcuni la coltura dell'ulivo ha soppiantato gli agrumi; il sedime di altri giardini è stato riconvertito a uso residenziale, ma la gran parte è abbandonata e le strutture e i terrazzamenti non vengono mantenuti. Fino ad oggi molti aspetti delle limonaie sono stati investigati, sia dal punto di vista agronomico (*Bettoni*, 1879, quando incominciava il declino produttivo dei giardini), storico ed economico (*Scaglia*, 1994; *Tedeschi*, 2009), architettonico e territoriale (*Cazzani e Sarti*, 1992; *Cazzani*, 2015), ma la gestione dell'acqua non è, a

nostra conoscenza, stata ancora investigata in dettaglio né dal punto di vista puramente tecnologico né con un approccio multidimensionale che ne metta in luce la fitta trama di relazioni tessute con il territorio.

Questo lavoro, primo risultato di un più ampio studio multidisciplinare che intende contribuire a mettere in luce questa rete di relazioni culturali e produttive tra uomo e territorio (cfr. *Scaglia*, 1994; *Bettoni*, 2008), anche in vista di una possibile restituzione delle limonaie alla pristina vocazione agricola, presenta, sulla base di sopralluoghi condotti in varie limonaie, e misure di campo svolte presso la *Limonaia del Pra' de la Fam* (Tignale, BS) e la *Limonaia de la Malora* (Gargnano, BS), una descrizione tipologica del sistema dell'acqua delle limonaie e una caratterizzazione del sistema di distribuzione interna dell'acqua.



(a)



(b)

Figura 1. Limonaia del Pra' de la Fam (Tignale, BS): (a) Il giardino nuovo, coperto per i mesi invernali; (b) Schema distributivo dell'acqua interno alla limonaia: l'acqua, che entra a monte nel punto A, viene distribuita lungo le *cole* (terrazze) per mezzo delle canalette addossate ai muri di monte delle terrazze, e passa alle terrazze di valle per mezzo di tubazioni interrate (*caladrie*, tratteggiate nella figura).

2 STORIA, ARCHITETTURA E AGRICOLTURA

La coltura degli agrumi sul Garda è molto antica, tanto che la mitologia rinascimentale ne faceva risalire l'origine a Ercole (Alcide), che avrebbe portato sul Garda il cedro dal giardino delle Esperidi (*Voltolina*, 1574 [2015]). Forse, già presente nel XIII secolo, come attesterebbe la rappresentazione di un cedro nel bassorilievo di un capitello del chiostro del convento di San Francesco a Gargnano (*Cazzani e Sarti*, 1992, p.73), si radicò e diffuse in epoca moderna, tanto che Agostino Gallo dedicò alla coltura degli agrumi la Settima Giornata di Agricoltura (*Gallo*, 1572, pp.143—160). Egli, dopo avere tessuto le lodi della riviera di Salò, celebra la bravura di un Robino da Maderno, giardiniere, nella coltura degli agrumi, secondo il quale nella riviera di Salò era già all'epoca diffusa la coltura di cinque diversi agrumi:

“vi sono cinque sorti di quelli frutti; cioè cedri, limoni, aranci, pomi d'Adamo & limonee. Et che essendo conosciuti i cedri, i limoni, gli aranci, & in parte gli Adami; non però sono conosciuti così bene le limonee, che fono una specie di mezo fra il detto pomo e il limone”;

e descrive successivamente la tecnica colturale praticata, sia nella messa a dimora e mantenimento degli alberi e degli alberelli tenuti in vaso, sia nelle pratiche di copertura e scopertura dei giardini. Come consueto nelle colture tradizionali, in limonaia erano praticate colture principali (il Madernino, molto pregiato per la facilità di conservazione che lo rendeva adatto all'esportazione; il cedro di Salò, richiesto anche da comunità ebraiche d'oltralpe per la celebrazione della festa delle capanne) e colture ancillari, come l'arancio amaro, usato come portainnesto del limone (cfr. *Gallo*, 1572, p.145), il cappero, che radicava negli anfratti delle murature a secco, e le viti, le cui pergole erano costruite all'esterno, a ridosso dei muri dei giardini. Nell'età della Restaurazione le limonaie ebbero il loro massimo sviluppo (*Tedeschi*, 2006, p.292), al quale seguì un lento declino legato a epidemie devastanti come la gommosi di metà Ottocento, alle mutate condizioni

politiche e alle guerre che passarono da quelle zone, e allo sviluppo dei mezzi di trasporto.

Nelle dimensioni e caratteristiche costruttive, le limonaie sono dettate dalle esigenze della pianta di agrumi. Esse sono quindi strutture “flessibili”, che permettono la totale chiusura nel periodo invernale, per avere uno spazio isolato e riscaldato, e il completo smontaggio dell’involucro nel periodo estivo (Figura 1.a). Ogni porzione è costituita da un modulo di 20 m² di superficie, detta campata, che ne definisce la profondità verso monte e la larghezza compresa tra un pilastro e l’altro (pari a circa 4 e 5 m rispettivamente). I pilastri sono a sezione quadrata di lato compreso tra 40 e 50 cm, e altezza che varia da 6 a 10 m. La dimensione è calibrata sulla crescita di una pianta e sugli spazi d’uso necessari alla coltivazione e al passaggio di servizio. In ogni modulo aveva sede una pianta di agrumi adulta. Un muro di contenimento, di spessore da 40 a 60 cm, costruito a secco, in pietra e malta e lastre di pietra, definisce tre lati della limonaia, chiudendola verso monte per un’altezza variabile, in funzione dell’orografia locale, da 5 a 10 m. L’esposizione, tipicamente a sudest, richiede un muro più basso verso valle, sino a 3 o 4 metri di altezza, che fa da basamento alla prima fila di pilastri. Molto spesso i muri perimetrali costituiscono una parete del *casello*, una torre di due o più piani, più alta dei pilastri, usata come magazzino dei materiali e delle chiusure mobili che sono qui accatastate nel periodo estivo. La posizione del casello, tangente a uno dei muri perimetrali, è comune ad altre architetture spontanee del territorio agricolo italiano meridionale, mentre i giardini a lago hanno come elemento caratteristico il portone con pontile per il carico dei frutti.

Considerata l’antichità delle prime costruzioni, è possibile definire questo manufatto come una delle testimonianze più antiche e complesse di modularità e flessibilità architettonica, pensata per adempiere ad esigenze costruttive e d’uso, costituita da elementi fissi – quali, oltre ai caselli, pilastri, terrazzamenti, canalette di irrigazione e travi di copertura – e da elementi mobili che costituiscono in verticale e, superiormente, in orizzontale, l’involucro della limonaia. La copertura, completamente smontabile, risponde a esigenze colturali, di facilità costruttiva e di ottimizzazione dei tempi brevissimi di smontaggio e rimontaggio. Le chiusure costituite da portiere e vetriate, sono numerate progressivamente e il numero viene impresso sul pilastro corrispondente per agevolare il montaggio delle chiusure verticali.

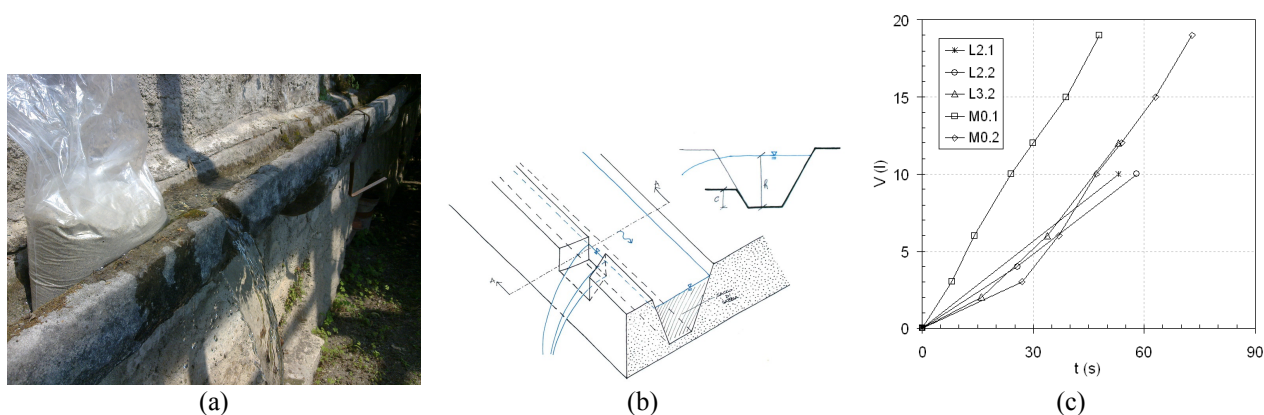


Figura 2. (a) Bocchetta in funzione presso la Limonaia de la Malora (Gargnano, BS): il rigurgito che attiva la bocchetta è ottenuto per mezzo di un sacchetto di sabbia che ostruisce il flusso; si osservi che il non completo distacco della evna stramazante; (b) Schema tipologico della sezione delle canalette e della forma bocchette; (c) Volumi effluiti dalle bocchette durante le prove svolte presso la Limonaia del Pra' de la Fam (Tignale, BS).

3 LA GESTIONE DELL'ACQUA NELLE LIMONAIE E LE OPERE DI DISTRIBUZIONE

Il sistema idraulico tradizionale dei giardini d'agrumi del Garda si articola in tre parti fondamentali: (1) le opere di captazione e di accumulo dell'acqua, (2) la rete di distribuzione dell'acqua all'interno della limonaia e (3) la rete di allontanamento dell'acqua in eccesso. Le opere di raccolta e accumulo sono sempre a monte del giardino o del comprensorio di giardini e sono a loro volta di tre tipi: (1) presa diretta dell'acqua da un torrente, (2) vasche di accumulo, (3) gallerie scavate nella roccia fino ad intercettare la falda. Il pompaggio di acqua direttamente dal lago è stato introdotto in epoca recente ed è proprio dei giardini che si trovano in prossimità del lago.

L'acqua, convogliata per mezzo delle opere esterne verso la terrazza a monte del giardino (si veda un esempio in Figura 1.b), era distribuita alle piante per mezzo di canalette che percorrono i muri di contenimento a monte delle terrazze e sono dotate almeno di una bocchetta in corrispondenza di ciascun campo, ovvero ogni 4 o 5 m (Figura 2.a e 2.b). Le canalette tradizionali erano per lo più realizzate in arenaria grigia (mentre sono da attribuire a interventi più recenti alcune canalette in coppi rovesciati) e rette da mensole (o, talvolta, pilastri) a un'altezza compresa tra uno e due metri dalla base delle murature. Sono state misurate pendenze delle canalette comprese tra 1% (Limonaia del Pra' de la Fam) e 10% (Limonaia de la Malora). Nelle stesse limonaie sono state osservate sezioni delle canalette con dimensioni per lo più comprese tra 11 e 12.5 cm di base maggiore, 5 e 5.5 cm di base minore, e profondità pari a circa 6.5 cm, abbastanza prossime alla sezione di minima resistenza. Un tubo interrato coperto da lastre di pietra, la *caladria*, consentiva all'acqua di scendere alla terrazza a valle. Presso il Pra' de la Fam è stato osservato un concio in cotto a *fistula* che verosimilmente faceva parte di una *caladria*. Seppure durante i sopralluoghi compiuti siano state osservate alcune piccole varianti nella pendenza, nelle dimensioni della sezione delle canalette e nella forma della sezione delle bocchette, è comunque possibile osservare che l'impianto di distribuzione interna dell'acqua sia caratterizzato da un significativo grado di standardizzazione, come molti altri elementi funzionali delle limonaie.

L'irrigazione avveniva pianta per pianta attivando una bocchetta alla volta, da monte verso valle, per mezzo di un sacchetto di sabbia che, posto in mezzo alla canaletta a valle di una bocchetta, ne ostruiva il flusso provocando nella vena liquida il rigurgito necessario all'innescio di uno stramazzone. L'acqua in efflusso era convogliata in una conca al piede della pianta per mezzo di uno squadro di legno. Durante le prove sperimentali abbiamo verificato come la maggior parte degli sfioratori fosse in grado di erogare portate comprese tra 7 e 15 l/min (Figura 2.c). Ciò consentiva di erogare il fabbisogno irriguo compreso, nella stagione calda, tra 100 e 300 litri per pianta ogni otto giorni, in un tempo compreso tra 10 minuti e poco più di mezz'ora. Poiché era possibile attivare un suolo sfioratore per volta, considerando il grande numero di alberi, sia adulti sia giovani, per ciascuna terrazza, è possibile ipotizzare che nei mesi estivi l'irrigazione dovesse essere pressoché continuo.

4 CONCLUSIONI

Il territorio alto gardesano porta i segni di una passata operosità agricola che al suo apice diede vita a un florido distretto agricolo ora pressoché scomparso, ma le evidenze paesaggistiche costituite dalle limonaie sono rimaste come segni caratteristici e identitari del paesaggio. In questo lavoro, parte di un più ampio lavoro di investigazione del complesso di relazioni produttive e territoriali legate ai giardini d'agrumi del Garda, è stato investigato il sistema di gestione dell'acqua, con particolare riferimento ai sistemi interni di distribuzione, mettendone in luce, sulla base di sopralluoghi e prove di campo, le principali caratteristiche tipologiche e procedurali.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bettoni B. Aspetti dell'economia agricola bresciana nei secoli XVII—XVIII: assetti fondiari, produzioni, tecniche colturali, contratti e mercati, in Belfanti C.M. And Taccolini M. (eds.) Storia dell'agricoltura bresciana, vol. I "Dall'antichità al secondo Ottocento", ISBN: 978-88-559-0003-4, pp.167–229, Fondazione Civiltà Bresciana, Brescia, 2008.
- Bettoni L. L'Agricoltura nei contorni del Lago di Garda, Tip. Bernardoni di C.Rebeschini, Brescia, 1879.
- Cazzani A. & Sarti L. Le limonaie di Gargnano. Una vicenda, un paesaggio, ISBN 88-7385-154-1, Comune di Gargnano—Grafo, Brescia, 1992.
- Cazzani, A. The Limonaie of Garda Lake: A Cultural Landscape to preserve. ICOMOS—Hefte des Deutschen Nationalkomitees, 2015, 43, pp.71–77.
- Gallo, A. Le vinti giornate dell'agricoltura e de' piaceri della villa. Appresso Camillo & Rutilio Borgomineri fratelli, Venezia, 1572.
- Scaglia B. L'agricoltura della Riviera nel '700, in Zamboni V. (ed.), Carlo Bettoni. Economia e cultura della "Magnifica Patria" del XVIII secolo. Atti del Convegno, pp.43—51, Brescia, 1994.
- Tedeschi P. I frutti negati: assetti fondiari, modelli organizzativi, produzioni e mercati agricoli nel Bresciano durante l'età della Restaurazione (1814-1859), pp.592, Fondazione Civiltà Bresciana, Brescia, 2006.
- Tedeschi P. I "nobili imprenditori": l'attività agricola e mercantile dei conti Bettoni Cazzago (secc. XVIII-XIX), in F. Amatori, A. Colli (a cura di), Imprenditorialità e sviluppo economico: il caso italiano (secc. XIII-XX), pp. 441—462, Egea, Milano, 2009.
- Voltolina G. M. De hortorum cultura (Apud Vincentium Sabium, Brescia, 1574) in Voltolina G. M., De hortorum cultura e altre opere (Translation to Italian and notes by R. Sessa), ISBN 978-88-98958-31-6, Libreriedizioni, Brescia, 2015.

LOSSES IDENTIFICATION IN WATER DISTRIBUTION SYSTEMS USING NORMAL-SCORE ENSEMBLE KALMAN FILTER

Valentina Ruzza¹, Elena Crestani¹ & Paolo Salandin¹

(1) Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Padova, Padova (Italy)

KEY POINTS:

- In this work the normal-score ensemble Kalman filter (NS-EnKF) is used to estimate the spatial distribution of the water losses (nodal leakage flow rates) in a water distribution system (WDS)
- The normal-score transform (NST) approach is used to handle the non-Gaussian distribution of the emitter coefficients assumed as model parameters to be calibrated
- The NS-EnKF data assimilation technique coupled with the pressure driven hydraulic network model is an effective tool in helping to identify the leakage positions in a WDS

1 INTRODUCTION

The spatial localization of leakages in WDSs is a major issue for water utilities today, because of the concern over public health risk and the economic constraints on energy and resources invested in supply, treatment and transportation. The spatial assessment of water losses through network models is a challenging issue that can help to analyse real world problems when, as usual, a proper network segmentation and/or the detailed knowledge of water demand are not available, making the identification of losses through district metering cumbersome. Moreover, the proper identification of areas more prone to water losses reduces the costs associated with acoustic surveys both in terms of number of pipes to be examined and working time.

As previous works suggested (Ruzza *et al.*, 2014, 2015), data assimilation techniques based on the Kalman filter coupled with the network hydraulic model EpaNET allow for calibration of model parameters through the assimilation of a suitable number of measurements. In this work, a pressure driven hydraulic model is coupled to the EnKF and NST techniques (Zhou *et al.*, 2011). This approach works as an inverse model to calibrate the emitter coefficients that control the nodal leakage flow rates. The measurements assimilated for the model parameters estimation are pressure heads, flow rates and cumulative leakage volume. Water demand and pipe roughness are assumed as known.

The paper is structured as follows. After a brief recall of the standard EnKF theory is given, the model set up is described. Then the synthetic Anytown (CWS, 2004) benchmark system is used to evaluate the performance of the proposed method. A discussion and the conclusions close the paper.

2 THEORY AND METHODS

2.1 Ensemble Kalman filter

The EnKF technique enhances the estimate of the variables foreseen by a transient model, given a set of measurements collected over time. The EnKF is based on the Monte Carlo (MC) approach: each MC realization is characterized by a different set of model parameters with assigned statistical properties and is propagated in time according to the forecast model. The realization is updated at each time t_i in which a set of measurements is available, till the last measurement collection time t_F . The EnKF technique is described by equation (1) (Evensen, 2009).

$$\mathbf{X}_{t_i}^u = \mathbf{X}_{t_i}^f + \mathbf{K}(\mathbf{D}_{t_i} - \mathbf{M}\mathbf{X}_{t_i}^f) \quad t_i = t_1, \dots, t_F \quad (1)$$

The model state forecast $\mathbf{X}_{t_i}^f$ is updated to produce the posterior estimate $\mathbf{X}_{t_i}^u$, via the Kalman Gain matrix \mathbf{K} (Kalman, 1960). The latter operates on the difference between the measurements \mathbf{D}_{t_i} and the corresponding values predicted by the model $\mathbf{M}\mathbf{X}_{t_i}^f$, being \mathbf{M} the matrix operator that maps the model results to the measurements. Starting from the posterior estimate $\mathbf{X}_{t_i}^u$, the transient model is recursively applied to obtain the new model state forecast $\mathbf{X}_{t_{i+1}}^f$ at the next measurement time t_{i+1} .

The EnKF can also be applied to solve the inverse problem, by augmenting the state matrix to include the model parameters, the technique being able to correct the parameter values depending on the correlation between them and the measurements (Van Leeuwen & Evensen, 1996). The use of this technique gives promising results due to its ability to handle non-linear problems (Crestani *et al.*, 2013).

2.2 Model setup

The work deals with the effectiveness of the EnKF to provide the best possible estimate of the nodal leakage locations when coupled with a pressure driven hydraulic network model. The numerical experiments are developed on the synthetic Anytown benchmark system according to the pipe configuration obtained from Farmani *et al.* (2005). The emitter coefficients C that control the nodal leakage flow rates L are assumed as the only uncertain model parameters. Their physical meaning is straightforward, the C value being proportional to the area of the hole responsible for the leakage. The emitter exponent used is 0.5. In this case the state vector is made up of model parameters C and variables: hydraulic heads H , flow rates Q and the leakage volume V over a known time period. Besides the V value, transient H and Q values are sequentially assimilated to update the state vector, since these measurements could be easily obtained in any network with a limited effort, with exception for the flow rates. The recursive application of the model provides a progressive correction of the C coefficients for the network nodes. The spatial distribution of L is then retrieved from the propagation of the system over time through the transient model.

The EpaNET model is used to retrieve the value of the variables during a 24 hours extended period simulation according to the time pattern. To overcome the limitations presented by the intrinsically demand driven model EpaNET, the nodal demands and the water losses are simulated through a non-trivial combination of valves and hydrants (emitters) that takes into account the spatial and temporal variability of demand, however dependent – as the loss – on the pressure distribution.

Although the EnKF is relatively robust for non-linear model dynamics as in the case of WDSs, it performs not optimally for non-Gaussian parameter distributions, i.e. the emitter coefficients C , that usually follow a bimodal-like distribution. The proposed method focuses in normal-score transforming both the non-Gaussian distributed state variables and, most importantly, the non-Gaussian distributed model parameters. The NST is applied to each parameter and variable for all locations and all the time steps. The standard EnKF procedure is then applied to Gaussian distributions at all times. Back transforming the updated vector after the filtering ensures that the original non-Gaussian distributions of the state vector components are preserved throughout (Zhou *et al.*, 2011).

In WDSs a proper sampling design ensures the best possible model calibration. The sampling procedure here adopted selects the network nodes or the network pipes where the H or Q values are most sensitive to changes in the spatial distribution of the nodal leakage flow rates L , that is in the field of variables to be estimated. A large number of equally likely stochastic realizations of the state vector is generated. Next, the cross-correlation is calculated between the uncertain L variables and the corresponding H and Q values at the potential measurement locations. Thus, the network nodes and pipes are ranked according to the mean cross-correlation absolute values (Bush & Uber, 1998; Xu & Goulter, 1998) as shown in Figure 1.

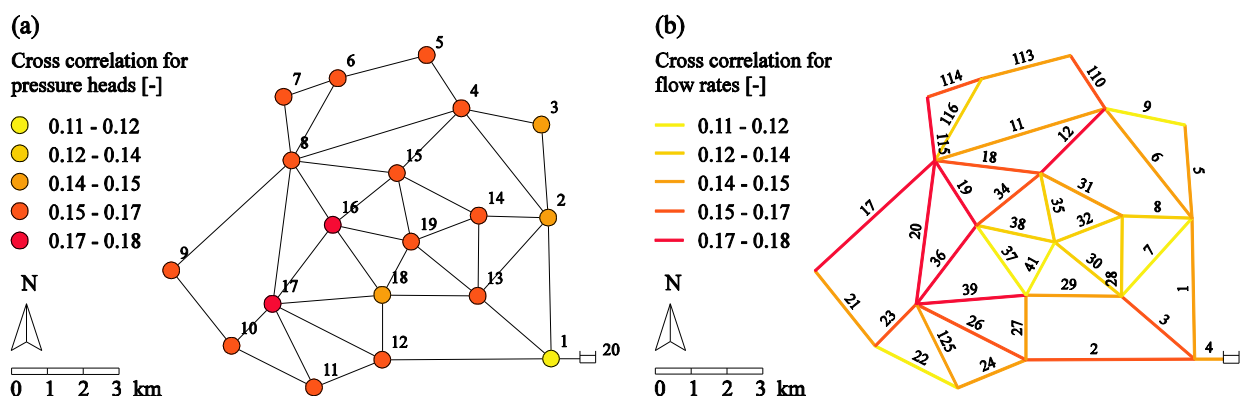


Figure 1. Rank of the most effective potential measurement locations for pressure heads (a) and flow rates (b) according to the cross-correlation criterion.

The performances of the NS-EnKF to infer the spatial distribution of the water losses through the calibration of the C values are evaluated in different scenarios where the number of collected measurements of each type is progressively increased according to the cross-correlation criterion, as described in Table 1 (Scenarios from 1 to 3). The values of the measurements used in the assimilation procedure are extracted from a reference system solution, for which the overall water loss is distributed on a subset of arbitrarily chosen network nodes (9, 10, 14 and 15). Through the pressure driven hydraulic model, the H and Q values are computed and recorded every 6 hours, that is for 4 time instants in the 24 hours. In the assimilation procedure these values are affected by an uncertainty that is defined through a variation coefficient set to 0.025 for H and Q, and 0.1 for V, on the basis of physical considerations.

3 RESULTS AND DISCUSSION

The results of the model application are reported in Figure 2 in terms of daily average of the nodal leakage flow rates L, retrieved from the propagation over time of the C parameters estimated through the NS-EnKF. Darker colors correspond to higher leakage values. The reference system solution is reported in panel (d) for comparison. As expected, the NS-EnKF gives better performances as the number of assimilated measurements increases, progressively reducing the uncertainty of the solution. However, the simple arrangement of pipes in the Anytown network and the high carrying capacity of each pipe – in other words the high network resilience (Todini, 2000) – make difficult both the node discrimination in terms of nodal pressure and the definition of a threshold number of assimilated measurements above which the model could be considered satisfactorily calibrated. The same topological features also justify the small cross-correlation values between the uncertain nodal leakage flow rates L and the potential H and Q measurement values on nodes and pipes.

Scenario	Assimilated measurements	C-MAE [cm ²]	L-MAE [l s ⁻¹]	H-MAE [m]	Q-MAE [l s ⁻¹]
1	5 pressure heads + 5 flow rates	5.35 (-43%)	10.98 (-37%)	1.35 (-69%)	3.80 (-62%)
2	10 pressure heads + 10 flow rates	2.31 (-76%)	5.51 (-69%)	0.76 (-82%)	1.90 (-81%)
3	15 pressure heads + 15 flow rates	0.60 (-94%)	1.36 (-92%)	0.86 (-80%)	0.94 (-91%)

Table 1. Measurement scenarios, mean absolute error for the emitter coefficients (C-MAE), mean absolute error for the nodal leakage flow rates (L-MAE), mean absolute error for the pressure heads (H-MAE), mean absolute error for the flow rates (Q-MAE).

The results, analyzed in terms of mean absolute error for the emitter coefficients (C-MAE), nodal leakage flow rates (L-MAE), pressure heads (H-MAE) and flow rates (Q-MAE) are reported in column 3, 4, 5 and 6 of Table 1 respectively. The percentage values next to the MAE values are referred to the MAE reduction with respect to the case in which the solution is not conditional to any collected measurement.

Developed numerical experiments, not reported here for brevity, demonstrate the importance of the proper choice (bimodal-like) of the probability density function for the emitter coefficients responsible for the nodal leakage flow rates. Moreover, the use of the NST is essential to handling the non-Gaussianity of the model parameters, allowing for a reduction of the L-MAE of approximately 40% with respect to the cases where the NST is not applied.

4 CONCLUSIONS

In this work the NS-EnKF technique is applied to a bimodal distribution typical of the emitter coefficients responsible for the nodal leakage flow rates in a WDS. The model is applied in the case of the Anytown supply system, a benchmark network characterized by a high resilience, that is by low values of cross-correlation between the uncertain nodal leakage flow rates L and the potential H and Q measurement values on nodes and pipes.

As expected, the NS-EnKF gives better performances as the number of assimilated measurements increases. Next, the recursive structure of the update procedure allows for an effective management of the problem non linearity. Moreover, the NST approach is essential to handling the non-Gaussianity of the model parameters, i.e. the emitter coefficients C, which are assumed to follow a bimodal distribution. To

sum up, the NS-EnKF provides a satisfying solution with a bimodal parameter distribution and non-linear transfer function, demonstrating to be an effective tool in helping to identify the leakage positions in a WDS.

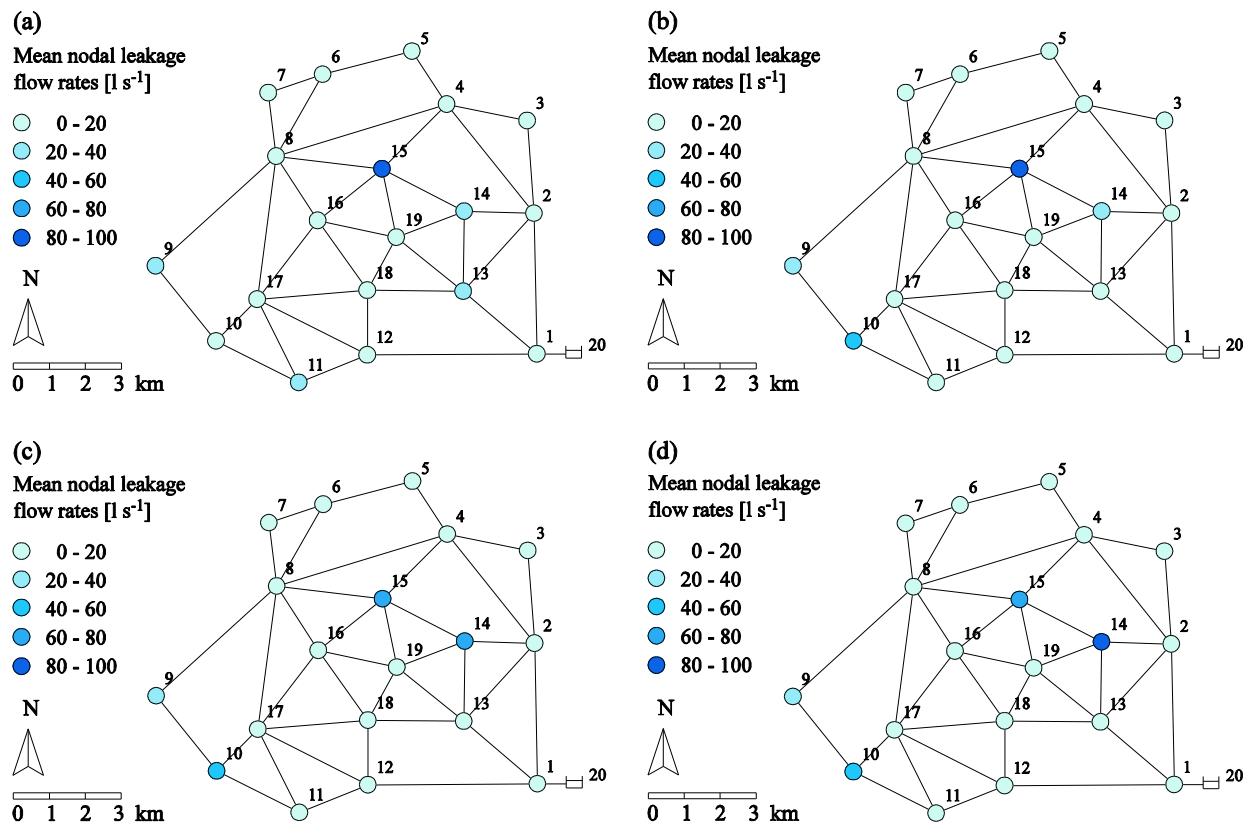


Figure 2. Model results in terms of daily average of the nodal leakage flow rates, calculated through the pressure driven hydraulic network model for Scenario 1 (a), Scenario 2 (b) and Scenario 3 (c). Panel (d) shows the reference system solution in terms of daily average nodal leakage flow rates.

REFERENCES

- Bush, C. A., & Uber, J. G. Sampling design methods for water distribution model calibration. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 1998, 124(6), 334-344.
- [CWS] Centre for Water Systems, Benchmark networks for design and optimization of water distribution networks, University of Exeter, Exeter, 2004. Available from: <http://emps.exeter.ac.uk/engineering/research/cws/resources/benchmarks/>
- Crestani, E., Camporese, M., Baú, D. & Salandin, P. Ensemble Kalman filter versus ensemble smoother for assessing hydraulic conductivity via tracer test data assimilation, *Hydrology and Earth System Sciences*, 17(4), 2013, 1517-1531.
- Evensen, G. The ensemble Kalman filter for combined state and parameter estimation, *Control Systems, IEEE*, 2009, 29(3), 83-104.
- Farmani, R., Walters, G. A., & Savic, D. A. Trade-off between total cost and reliability for Anytown water distribution network. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2005, 131(3), 161-171.
- Kalman, R. E. A new approach to linear filtering and prediction problems, *Journal of basic Engineering*, 1960, 82(1), 35-45.
- van Leeuwen, P. J., & Evensen, G. Data assimilation and inverse methods in terms of a probabilistic formulation, *Monthly Weather Review*, 1996, 124(12), 2898-2913.
- Ruzza, V., Crestani, E., Darvini, G. & Salandin, P. Losses identification in uncalibrated water distribution networks: a case study, *Procedia Engineering*, 2014, 89, 1545-1552.
- Ruzza, V., Crestani, E., Darvini, G. & Salandin, P. Losses identification in water distribution networks through EnKF and ES, *Journal of Applied Water Engineering and Research*, 2015, 3(1), 12-18.
- Todini, E. Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach. *Urban water*, 2000, 2(2), 115-122.
- Xu, C., & Goulter, I. C. Probabilistic model for water distribution reliability. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 1998, 124(4), 218-228.
- Zhou, H., Gómez-Hernández, J.J., Franssen, H.J.H., & Li, L. An approach to handling non-Gaussianity of parameters and state variables in ensemble Kalman filtering, *Advances in Water Resources*, 2011, 34(7), 844-864.

VALUTAZIONE DELLA PRIORITÀ DI INTERVENTO PER LA RIDUZIONE DELLE PERDITE IN SISTEMI IDRICI COMPLESSI

Giovanni M. Sechi¹ & Riccardo Zucca²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale ed Architettura, Università di Cagliari, sechi@unica.it;

(2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale ed Architettura, Università di Cagliari, rzucca@unica.it.

ASPETTI CHIAVE

- Sviluppo di una metodologia di ottimizzazione delle priorità di intervento in schemi acquedottistici complessi
- Definizione di un approccio di cost-simulation per il calcolo del costo di approvvigionamento idrico alle utenze

1 INTRODUZIONE

Il concetto di livello economico ottimale nell'ambito delle campagne di ricerca perdite può essere raggiunto tramite l'equilibrio tra i benefici marginali di risparmio idrico e i costi marginali degli interventi (Farley & Trow, 2003; Lambert & Lalonde, 2005). La ricerca si inquadra all'interno di tale problematica, avendo come obiettivo lo sviluppo di una metodologia di ottimizzazione economico-gestionale per la individuazione delle priorità negli interventi di riduzione perdite in schemi acquedottistici complessi, caratterizzati da rilevanti perdite idriche.

In particolare sono state sviluppate le indagini su due aspetti:

- metodologia di calcolo del costo di approvvigionamento idrico per centri urbani inseriti in sistemi idrici complessi;
- la valutazione delle priorità di intervento nell'ambito delle campagne di ricerca perdite nei sistemi di distribuzione urbana.

2 CALCOLO DEL COSTO DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO

Viene valutato il costo unitario della risorsa all'interno di un generico sistema di approvvigionamento idrico attraverso l'applicazione di un'equazione di bilancio di costo in ogni nodo del sistema di approvvigionamento. Tale processo risulta analogo al calcolo della concentrazione di un tracciante conservativo all'interno di una rete di flusso.

Il sistema idrico viene modellato come un grafo orientato composto da archi e nodi che simulano i vari elementi del sistema (sorgenti, traverse, condotte, impianti di sollevamento, centri di domanda, ecc...).

Ogni arco (i, j) del grafo potrà essere caratterizzato da costi associati alle attività che rappresenta e che dovranno essere presi in considerazione per la valutazione complessiva del costo di approvvigionamento idrico.

In questa prima fase della ricerca si considerano esclusivamente i costi OMR definiti nella forma di:

- costi unitari (CU_{ij}), espressi in €/m³, valutati per il flusso unitario fluente lungo l'arco;
- costi annuali (CA_{ij}), riferiti alla manutenzione annuale dell'elemento, espressi in €/anno.

Conseguentemente, si definisce per il generico arco del sistema idrico il *Costo Base di riferimento* (CB_{ij}):

$$CB_{ij} = CU_{ij} + \frac{CA_{ij}}{QA_{ij}} \quad (1)$$

dove QA_{ij} è l'entità di risorsa trasferita mediamente in un anno nell'arco.

Per ogni nodo j del grafo è possibile definire il *Costo Cumulato* (CC_j) della risorsa idrica al nodo con la seguente espressione (vedi Figura 1):

$$CC_j = \frac{\sum_{i=1}^I (CC_i + CB_{ij}) \cdot Q_{ij}}{\sum_{i=1}^I Q_{ij}} \quad (2)$$

dove con Q_{ij} si indica il flusso di risorsa dal nodo i al nodo j .

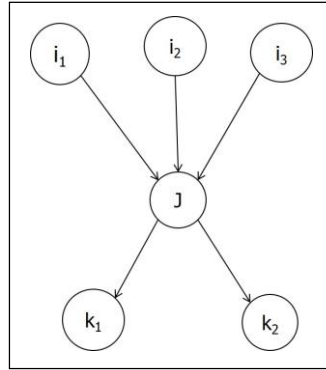


Figura 1. Grafo di esempio

Il CC_j del nodo j è pertanto definito come la media pesata dei CC_i dei nodi predecessori e dei CB degli archi entranti, considerando come pesi i flussi idrici in ingresso.

Nella procedura di *cost-simulation* si valutano i CC_j per tutti i nodi del grafo, partendo dai nodi di monte (nodi risorsa) e terminando con i nodi più vallivi (nodi utenza); in tal modo si riesce a “mappare” l’andamento dei costi nell’intero sistema, definendo la sua struttura incrementale, fino ad arrivare alla valutazione del CC_i per ogni centro di domanda.

Per il calcolo dei flussi in sistemi idrici complessi risulta imprescindibile l’utilizzo di un modello di gestione per sistemi di risorse idriche. Nel nostro caso è stato utilizzato il modello WARGI-SIM (Sechi & Zuddas, 2000; Manca et al., 2004; Sulis & Sechi, 2013) sviluppato dal CRIFOR (Centro di Ricerca e Formazione delle Reti del Centro Interdipartimentale CINSIA) dell’Università degli Studi di Cagliari.

Ai fini applicativi, il DSS WARGI-SIM permette di rappresentare il sistema idrico come un grafo orientato e di considerare le differenti caratteristiche funzionali dei vari elementi che lo costituiscono. Il software definisce la configurazione dei flussi nel sistema utilizzando criteri di preferenza sulle risorse, da utilizzare come fonte nell’attivare i flussi di erogazione, e criteri di priorità sulle utenze, da soddisfare con i flussi di erogazione. I criteri di preferenza e di priorità sono semplicemente formulabili e modificabili dall’utente tramite l’interfaccia grafica del quale il software è dotato.

3 PROCEDURA DI VALUTAZIONE DELLA PRIORITÀ DI INTERVENTO NELLA RICERCA PERDITE NEI SISTEMI DI DISTRIBUZIONE URBANA

La definizione del CC_k associabile ad ogni centro di domanda k del sistema idrico ha consentito di sviluppare una procedura di valutazione della priorità utilizzabile nella definizione degli interventi per la riduzione delle perdite nei sistemi di distribuzione urbana.

Per ogni centro di domanda del sistema analizzato si valuta il *Beneficio Incrementale* (BI_k) che si otterrebbe, allo step decisionale t , a seguito di un intervento di manutenzione sul sistema di distribuzione interna, caratterizzato da un costo CI_k , volto alla riduzione (R_k) delle perdite:

$$(BI_k)_t = (CC_k \cdot D_k)_t - (CC_k \cdot (D_k - R_k))_{t+1} - (CI_k)_t \quad (3)$$

dove:

$k = (1, \dots, K)$ insieme dei centri urbani del sistema idrico;

$t = (1, \dots, T)$ step decisionale;

CC_k	costo cumulato della risorsa nel k -esimo centro urbano [$\text{€}/\text{m}^3$];
D_k	risorsa consegnata al k -esimo centro urbano [m^3];
R_k	riduzione perdite [m^3];
CI_k	costo di intervento di riduzione perdite R_k [€];

Ai fini della individuazione delle priorità di intervento, nello step decisionale t l'investimento viene assegnato al centro di domanda che massimizza il fattore di *Beneficio Netto* $(BN)_t$:

$$(BN)_t = \left[\max_{k=1, \dots, K} \left\{ \frac{BI_k}{CI_k} \right\} \right]_t \quad (4)$$

4 CASO APPLICATIVO

La procedura descritta è stata applicata al sistema acquedottistico del Temo, ubicato nella zona nord-occidentale della Sardegna, afferente al Sistema Idrico Integrato gestito da Abbanoa S.p.A. Il sistema approvvigiona dieci centri urbani, nove dei quali alimentati da un unico impianto di trattamento a valle dell'invaso Temo, principale risorsa del sistema. Fanno parte del sistema due ulteriori fonti di approvvigionamento, le sorgenti di Sant'Antioco e la risorsa dalla falda di Campeda. Il sistema è caratterizzato dalla presenza di numerosi impianti di sollevamento che determinano un ingente costo di gestione. Il grafo che rappresenta lo schema idrico è riportato in Figura 2.

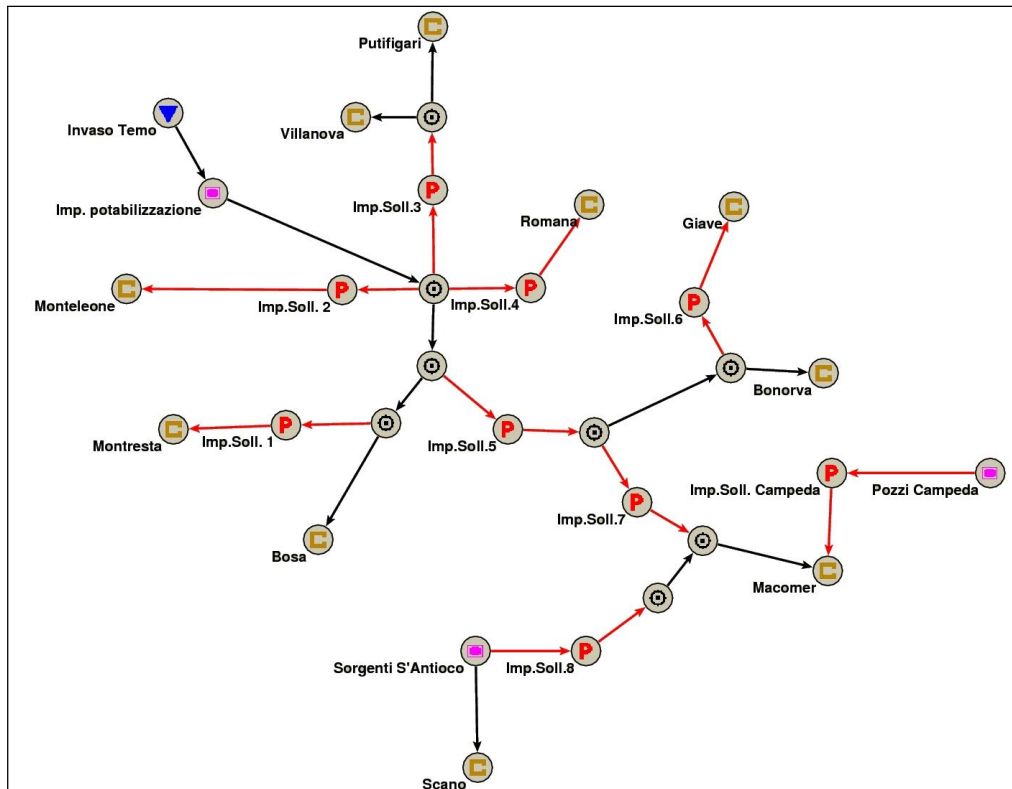


Figura 2. Rappresentazione sotto forma di grafo del sistema idrico del Temo

Di seguito si riportano le principali grandezze caratteristiche del sistema utilizzate per l'applicazione della procedura descritta. Sulla base dei CB_{ij} degli archi e dei flussi definiti dal DSS WARGI, considerando un passo temporale trimestrale, è stato possibile valutare per ogni centro di domanda k il corrispondente CC_k . Quindi, sulla base delle informazioni fornite dal gestore in merito ai costi di intervento per la ricerca perdite, riferiti ad una riduzione ipotizzata di identica entità in tutti i centri, sono state applicate le equazioni 3 e 4 al fine di definire la priorità di intervento tra le utenze, ipotizzando un investimento di circa 100'000 €.

Infrastruttura	CB [€/m ³]	Capacità [l/s]	Flussi (Output WARGI) [l/s]			
			Gen-Mar	Apr-Giu	Lug-Set	Ott-Dic
Impianto di trattamento	0.11	300	129	144	171	134
Pozzi Campeda	0.20	25	25	20	15	20
Sorgente Sant'Antioco	0	65	65	55	15	55
Impianto Sollevamento n.1	0.30	6	5.2	5.2	5.2	5.2
Impianto Sollevamento n.2	0.30	2	0.8	0.8	0.8	0.8
Impianto Sollevamento n.3	0.65	15	12.5	12.5	12.5	12.5
Impianto Sollevamento n.4	0.10	3	2.6	2.6	2.6	2.6
Impianto Sollevamento n.5	0.39	90	47.9	52.9	69.8	52.9
Impianto Sollevamento n.6	0.14	5	2.9	2.9	2.9	2.9
Impianto Sollevamento n.7	0.07	80	27.6	32.6	49.5	32.6
Impianto Sollevamento n.8	0.33	15	15	15	3.1	15

Tabella 1. Grandezze caratteristiche e flussi idrici nel sistema.

Centro urbano	Volume consegnato [l/s]	Efficienza	CC [€/m ³]	Costo annuale [€/anno]
Romana	2.6	53%	0.21	17'219
Villanova	10.0	56%	0.76	239'674
Putifigari	2.5	69%	0.76	59'918
Monteleone	0.8	34%	0.41	10'344
Montresta	5.2	25%	0.41	67'235
Bonorva	17.4	50%	0.50	274'363
Giave	2.9	47%	0.64	58'531
Scano	11.9	31%	0	0
Macomer	67.6	37%	0.42	885'834
Bosa	67.5	28%	0.11	234'155

Tabella 2. Utenze del sistema: volume consegnato, efficienza, CC e costo annuale

t	Centro urbano prescelto	CI [€]	BI [€]	CI cumulato [€]	BI cumulato [€]
1-2	Montresta	3'713	22'147	3'713	22'147
3	Giave	4'125	16'058	7'838	38'205
4-12	Macomer	42'188	119'636	50'025	157'841
13	Monteleone	1'875	4'590	51'900	162'431
14	Montresta	4'125	8'805	56'025	171'236
15	Bonorva	6'000	9'768	62'025	181'004
16	Villanova	9'750	14'217	71'775	195'221
17-20	Macomer	37'500	34'240	109'275	229'461

Tabella 3. Attribuzione dell'investimento.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Farley, M. & Trow, S. Losses in water distribution networks. A practitioner's guide to assessment, monitoring and control. IWA Publishing, London, 2003.
- Lambert, A. & Lalonde, A. Using practical predictions of economic intervention frequency to calculate short-run economic leakage level, with or without pressure management, Proc. Of IWA Specialised Conference Leakage, Halifax, 2005.
- Manca, A., Sechi, G.M., Sulis A. & Zuddas P. Complex Water Resources System Optimization Aided by Graphical Interface, VI International Conference of Hydroinformatics, Singapore, 2004.
- Sechi, G.M. & Zuddas, P. WARGI: Water Resources System Optimization Aided by Graphical Interface. In W.R. Blain and C.A. Brebbia: Hydraulic Engineering Software, WIT-PRESS, 2000.
- Sulis, A. & Sechi, G.M. Comparison of Generic Simulation Models for Water Resource Systems, Environmental Modeling & Software, p. 214-225, ISSN: 1364-8152, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2012.09.012>, 2013.

UN METODO NUMERICO PER IL CALCOLO DELLE PERDITE IDRICHE NEI MODELLI DI SIMULAZIONE DELLE RETI DI DISTRIBUZIONE

Alberto Campisano¹, Carlo Modica¹, Bartolomeo Rejtano¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura - Università degli Studi di Catania

ASPETTI CHIAVE

- Analisi delle metodologie di letteratura per il calcolo delle perdite idriche mediante modelli di simulazione delle reti di acquedotto
- Utilizzo di un approccio adimensionale con riferimento a 1000 simulazioni ottenute da una generazione casuale dei parametri significativi per un singolo ramo
- Applicazioni anche a reti reali per verificare i risultati conseguiti

1 INTRODUZIONE

Nella memoria vengono analizzate metodologie per il calcolo delle perdite idriche nei rami di una rete di distribuzione idrica e per la ripartizione delle perdite ai nodi ai fini dell'implementazione in modelli di simulazione di reti di acquedotto. In particolare vengono analizzati tre metodi semplificati tratti dalla letteratura e viene anche proposto un nuovo metodo. I risultati ottenuti dai quattro metodi vengono confrontati con la soluzione considerata come riferimento ottenuta dall'integrazione delle equazioni differenziali di continuità e del moto applicate alle tubazioni. Ai fini di ottenere risultati di carattere generale sull'accuratezza dei metodi, il confronto è stato svolto con approccio adimensionale riferendosi a un sistema elementare costituito da una sola condotta. Per mettere meglio in evidenza i vantaggi ottenuti con il metodo proposto vengono anche mostrati i risultati dell'applicazione a una rete di distribuzione idrica reale.

2 METODI

2.1 Relazione fra le perdite idriche e la pressione in rete

Di largo uso nella pratica per il calcolo della perdita idrica Ql_k nel ramo k di una rete di distribuzione è la legge di potenza (Germanopoulos, 1985):

$$Ql_k = C_k \cdot L_k \cdot h_k^{NI} \quad (1)$$

dove L_k (m) è la lunghezza del ramo, h_k (m c.a.) è la media dei valori di pressione ai due nodi estremi e C_k (m²-NI/s) è un coefficiente di perdita (Jowitt & Xu, 1990, Campisano et al., 2010, Wu et al., 2010).

L'esponente NI può variare nelle reti reali in maniera apprezzabile all'interno del campo di valori 0.5-2.5 (Al-Ghamdi, 2011; Ferrante, 2012), in funzione del materiale e della età delle tubazioni, nonché della domanda idrica (Van Zyl & Clayton, 2007). Sulla base di dati di campo Goodwin (1980) ha proposto il valore $NI=1.18$ adottato successivamente da Germanopoulos (1985).

2.2 Equazioni differenziali adimensionali

La valutazione accurata delle perdite idriche nei modelli di simulazione di reti di distribuzione richiede, in linea di principio l'adozione di procedure basate sulla soluzione di un sistema di equazioni differenziali (di continuità e dei carichi) per ciascuna condotta della rete e per ciascun istante temporale della simulazione. Tali procedure comporterebbero necessariamente la discretizzazione spaziale di ciascuna condotta e condurrebbero quindi, per i casi pratici, a una inaccettabile complessità del modello idraulico della rete (soprattutto nel caso di funzionamento "pressure-driven" della rete). Tuttavia, nella presente indagine, si è elaborato un modello di tal tipo al fine di ottenere una soluzione di riferimento (BS – "Bench Solution") da considerare per il confronto con i metodi semplificati di letteratura. Con riferimento allo schema di figura 1 e all'equazione (1), e considerando i rapporti adimensionali delle equazioni (2):

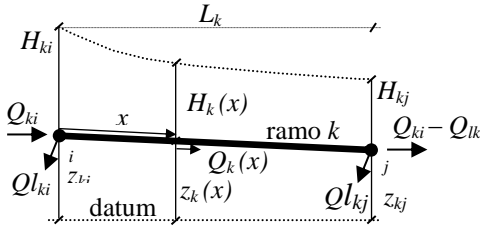


Figura 1. Schema e simboli utilizzati per l'analisi

$$\bar{Q}_k = \frac{Q_k}{Q_{ki}}; \bar{H}_k = \frac{H_k}{H_{ki}}; \bar{z}_k = \frac{z_k}{H_{ki}}; \bar{x} = \frac{x}{L_k} \quad (2)$$

le equazioni di continuità e dei carichi, per il generico ramo k della rete soggetto a perdite idriche, possono essere scritte, in termini adimensionali, nel seguente modo:

$$\frac{d\bar{Q}_k(\bar{x})}{d\bar{x}} = -P_1 [\bar{H}_k(\bar{x}) - \bar{z}_k(\bar{x})]^{N_1}; \quad \frac{d\bar{H}_k(\bar{x})}{d\bar{x}} = -P_2 \cdot [\bar{Q}_k(\bar{x})]^2 \quad (3)$$

essendo $P_1 = (C_k L_k H_{ki}^{N_1}) / Q_{ki}$ e $P_2 = (J_k L_k) / H_{ki}$ due parametri adimensionali caratterizzanti rispettivamente la perdita idrica e la perdita di carico nel generico ramo. Nelle ipotesi adottate e considerando l'ulteriore ipotesi di andamento lineare delle quote dell'asse della tubazione, la soluzione del sistema delle equazioni (3) consente la valutazione rigorosa della perdita idrica in termini adimensionali. Il coefficiente α_k di ripartizione ai nodi della perdita calcolata può essere poi valutato tramite il ben noto concetto di portata equivalente $\bar{Q}e_k$ pervenendo alle seguenti equazioni:

$$\bar{Q}e_k = \left(\frac{1 - \bar{H}_{kj}}{P_1} \right)^{0.5}; \quad \bar{Q}l_{ki} = \alpha_k \bar{Q}l_k = 1 - \bar{Q}e_k; \quad \bar{Q}l_{kj} = (1 - \alpha_k) \bar{Q}l_k; \quad \alpha_k = \frac{1 - \bar{Q}e_k}{\bar{Q}l_k} \quad (4)$$

Nel seguito, come già detto, la soluzione del sistema costituito dalle equazioni (3) viene adottata come riferimento di base per il confronto con i metodi semplificati.

2.3 Metodi semplificati

Tre sono i principali metodi riportati in letteratura per il calcolo della perdita idrica in ciascun ramo della rete e per la ripartizione della stessa ai nodi. Secondo il primo metodo (M1) la perdita si calcola con riferimento alla pressione media nel ramo valutata come media della pressione ai due nodi. La perdita così calcolata si ripartisce in maniera eguale ai due nodi (*Germanopoulos & Jowitt, 1989; Jowitt & Xu, 1990*):

$$\bar{Q}l_k = P_1 \cdot \left[(1 - \bar{z}_{ki} + \bar{H}_{kj} - \bar{z}_{kj}) / 2 \right]^{N_1}; \quad \bar{Q}l_{ki} = \alpha_k \bar{Q}l_k = 0.5 \bar{Q}l_k; \quad \bar{Q}l_{kj} = (1 - \alpha_k) \bar{Q}l_k = 0.5 \bar{Q}l_k \quad (5)$$

Con il secondo metodo (M2) la perdita totale si calcola come con il metodo M1 ripartendo però le portate perdute ai nodi in funzione dei valori di pressione ai nodi stessi (*Ainola et al., 2000*):

$$\bar{Q}l_{ki} = \alpha_k \bar{Q}l_k; \quad \bar{Q}l_{kj} = (1 - \alpha_k) \cdot \bar{Q}l_k; \quad \alpha_k = (1 - \bar{z}_{ki}) / (1 - \bar{z}_{ki} + \bar{H}_{kj} - \bar{z}_{kj}) \quad (6)$$

Il terzo metodo (M3) prevede che la perdita in ciascuna metà del ramo sia costante e valutabile in funzione della pressione nel relativo nodo (*Tabesh et al., 2009*):

$$\bar{Q}l_k = \bar{Q}l_{ki} + \bar{Q}l_{kj} = P_1 \cdot \left[0.5 \cdot (1 - \bar{z}_{ki})^{N_1} + 0.5 \cdot (\bar{H}_{kj} - \bar{z}_{kj})^{N_1} \right]; \quad \alpha_k = \frac{(1 - \bar{z}_{ki})^{N_1}}{(1 - \bar{z}_{ki})^{N_1} + (\bar{H}_{kj} - \bar{z}_{kj})^{N_1}} \quad (7)$$

2.4 Metodo proposto

Il metodo proposto (M4) assume di dividere il ramo in due tronchi di eguale lunghezza e di effettuare una valutazione di primo tentativo del carico adimensionale a metà condotta $\bar{H}_{k,L_k/2}^p$ come media dei valori ai

due nodi estremi. In funzione di tale valore è possibile valutare la perdita idrica $\bar{Q}l'_k$ nella prima metà del ramo e, conseguentemente, apportare una correzione al carico adimensionale a metà condotta ottenendo il valore $\bar{H}_{k,L_k/2}^c$. Infine, sulla base di quest'ultimo valore, si procede al calcolo della perdita idrica $\bar{Q}l''_k$ nella seconda metà della condotta:

$$\bar{Q}l'_k = 0.5 \cdot P_1 \cdot \left[\frac{1 - \bar{z}_{ki} + \bar{H}_{k,L_k/2}^p - \bar{z}_{k,L_k/2}}{2} \right]^{Nl} ; \bar{Q}l''_k = 0.5 \cdot P_1 \cdot \left[\frac{\bar{H}_{k,L_k/2}^c - \bar{z}_{k,L_k/2} + \bar{H}_{kj} - \bar{z}_{kj}}{2} \right]^{Nl} \quad (8)$$

essendo chiaramente la perdita totale pari a $\bar{Q}l_k = \bar{Q}l'_k + \bar{Q}l''_k$. La ripartizione ai nodi è calcolata secondo la portata equivalente in accordo con le equazioni (4).

3 CONFRONTO FRA I METODI

Il confronto fra i quattro metodi e il metodo di riferimento è stato svolto con riferimento al caso di una singola condotta. Le equazioni adimensionali relative ai quattro metodi sono caratterizzate da 5 grandezze adimensionali: $\bar{z}_{k,i}$, $\bar{z}_{k,j}$, P_1 , P_2 , e Nl . Ai fini del confronto sono state generate 1000 configurazioni casuali del set di valori delle prime quattro grandezze precedenti, considerate variabili con distribuzione normale entro specifici campi di valori di interesse per le pratiche applicazioni. Infine, in accordo con la letteratura, tre valori sono stati presi in conto per Nl (0.5, 1.18 e 2.5).

L'applicazione dei metodi presentati richiede la conoscenza del valore del carico adimensionale \bar{H}_{kj} al nodo di valle del ramo. Per le simulazioni del singolo ramo effettuate per il confronto dei quattro metodi, tale valore è determinato valutando la perdita di carico coerentemente con ciascun metodo.

4 RISULTATI E DISCUSSIONE

I risultati del confronto sono mostrati con riferimento al valore $Nl=2.5$ al fine di sottolineare meglio le differenze fra i metodi. I diagrammi di figura 2 mostrano la perdita idrica adimensionale $\bar{Q}l_k$ di ciascun metodo in confronto con quella calcolata con il metodo di riferimento (BS). I diagrammi mostrano che i metodi M1 e M2 forniscono risultati soddisfacenti mentre il metodo M3 conduce a una sistematica sovrastima della perdita. Come atteso il metodo proposto M4 conduce ad una eccellente stima della perdita per via della maggiore accuratezza della procedura in due passi. Il confronto fra i metodi è stato effettuato anche con riferimento al carico piezometrico adimensionale \bar{H}_{kj} al nodo j di valle del ramo (figura 3).

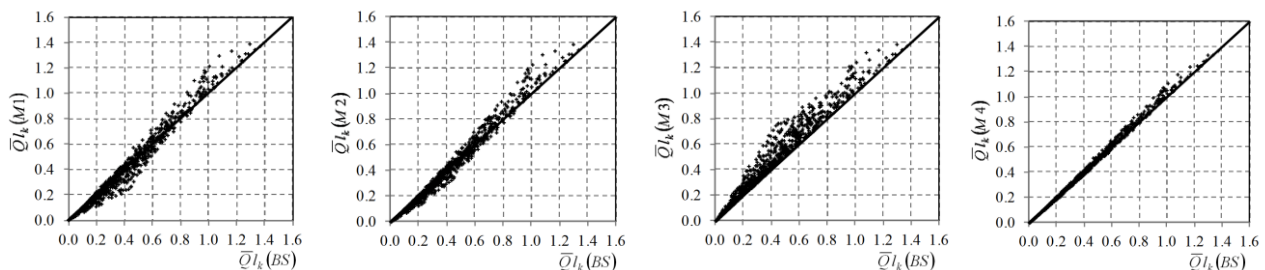


Figura 2. Confronto, in termini di perdita idrica adimensionale, fra i quattro metodi e il metodo di riferimento.

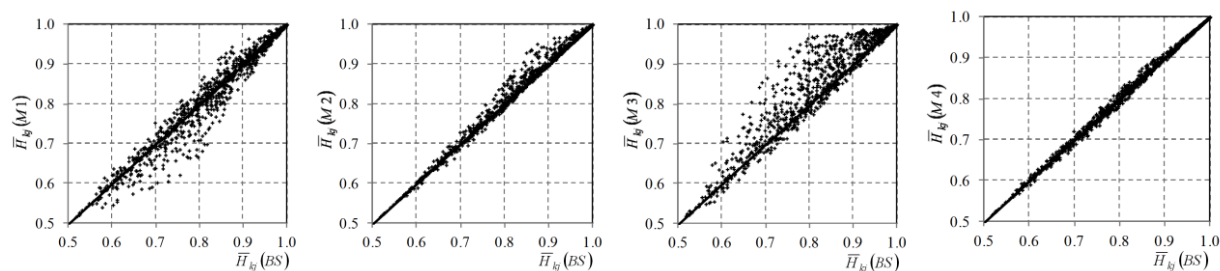


Figura 3. Confronto, in termini di carico piezometrico adimensionale al nodo j , fra i quattro metodi e il metodo di riferimento.

I diagrammi mostrano che i metodi M1 e M3 forniscono risultati sensibilmente differenti rispetto al metodo di riferimento, tendendo alla sottostima il metodo M1 e alla sovrastima il metodo M3. Valori soddisfacenti caratterizzati da una leggera sovrastima per i valori più alti di \bar{H}_{kj} sono ottenuti con il metodo M2. Il metodo proposto M4 fornisce ancora valori assai vicini a quelli del metodo di riferimento in tutto il campo esaminato. La figura (4) mostra analogo confronto con riferimento ai valori α_k del coefficiente di ripartizione. Com'è evidente i metodi M1, M2 e M3 non forniscono risultati consistenti con il metodo di riferimento. Nonostante una lieve distorsione, il metodo M4 conduce a una eccellente stima dei valori di α_k .

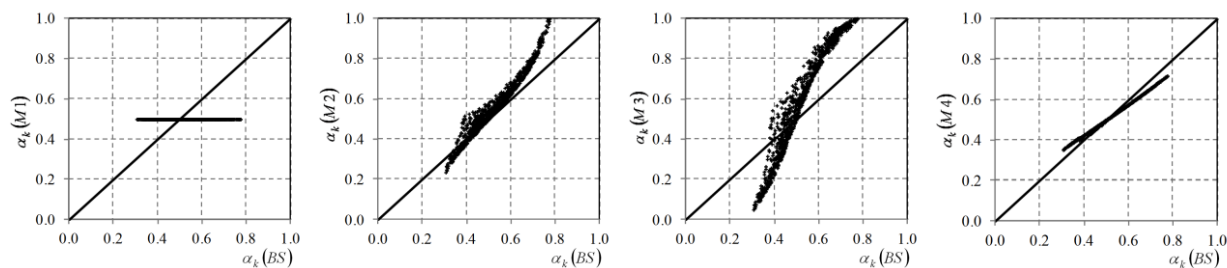


Figura 4. Confronto, in termini di coefficiente di ripartizione, fra i quattro metodi e il metodo di riferimento.

Il confronto effettuato su una rete reale (Giustolisi *et al*, 2008) ha confermato i risultati sopra riportati. Il metodo M3 ha determinato uno scarto medio della portata perduta rispetto al modello di riferimento pari al 14,2%. I metodi M1 e M2 hanno invece mostrato uno scarto medio di 5,9% e 4,5% rispettivamente. Il metodo M4 ha mostrato un valore dello scarto medio minore del 2%.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ainola, L., Koppel, T., Tiitter, K., Vassiljev, A. (2000). "Water Network Model Calibration Based on Grouping Pipes with Similar Leakage and Roughness Estimates". *Proc. Joint Conf. on Water Resource Engineering and Water Resource Planning and Management (EWRI)* (CD-ROM), (<http://cedb.asce.org>). doi: 10.1061/40517(2000)197
- Al-Ghamdi, A.S. (2011). "Leakage-pressure relationship and leakage detection in intermittent water distribution systems" *Journal of Water Supply: Research and Technology - Aqua*, 60(3), 178–183.
- Campisano, A., Creaco, E., Modica, C. (2010). "RTC of Valves for Leakage Reduction in Water Supply Systems". *J. Water Resour. Plng. and Mgmt.*, ASCE, 136(1), 138-141.
- Ferrante, M. (2012). "Experimental investigation on the effects of pipe material on the leak head discharge relationship" *J. Hydraul. Eng.*, 138(8), 736–743.
- Germanopoulos, G., & Jowitt, P.W. (1989). Leakage reduction by excess pressure minimization in a water supply network, *Proc. Of Institution of Civil Engineers*, U.K., part 2, vol. 87, pp. 195-214
- Goodwin, S.J. (1980). "Results of the experimental programme on leakage and leakage control". *Tech. Report T154*, W.R.C., Swindon, UK.
- Jowitt, P.W., & Xu, X. (1990). "Optimal Valve Control in Water Distribution Networks." *J. Water Resour. Plng. and Mgmt.*, ASCE, 116(4), 455-472.
- Tabesh, M., Asadiyani Yekta, A.H., Burrows, R. (2009). "An integrated model to evaluate losses in water distribution systems". *Wat. Resour. Manage.*, 23:477-492.
- Van Zyl, J.E., & Clayton, C.R.I. (2007). "The effect of pressure on leakage in water distribution systems" *Wat. Man.*, 160(WM2), 109-114.
- Wu, Z., Sage, P., Turtle, D. (2010). "Pressure-Dependent Leak Detection Model and Its Application to a District Water System". *J. Wat. Res. Plann. Man.*, 136(1), 116–128.

UNO STRUMENTO INNOVATIVO DI SUPPORTO ALLA DECISIONE PER LA PROGETTAZIONE OTTIMALE DELLA DISTRETTUALIZZAZIONE

Daniele B. Laucelli, Antonietta Simone, Luigi Berardi,

Dipartimento di Scienze dell'Ingegneria Civile e dell'architettura, Politecnico di Bari;

ASPETTI CHIAVE

- Si propone un paradigma innovativo di progettazione dei distretti di misura nelle reti idriche che consiste in due fasi: in primo luogo, si effettua la segmentazione ottimale della rete attraverso la massimizzazione dell'indice di modularità infrastrutturale vs la minimizzazione dei punti di separazione ("tagli").
- La seconda fase mira a definire i moduli dal punto di vista tecnico, stabilendo quale "taglio" sarà un misuratore di portata e quale una valvola chiusa. Un approccio di modellazione pressione-driven è stato usato per prevedere la riduzione delle perdite e della domanda non fornita relativamente alla specifica distrettualizzazione.
- La procedura è stata testata su una rete di letteratura, mostrando interessanti potenzialità per il supporto alle decisioni nella pianificazione di distretti di misura, sotto diversi punti di vista.

1 INTRODUZIONE

La divisione delle reti di distribuzione idrica (RDI) in distretti (o segmenti) è una pratica comune per molteplici scopi tecnici, che generalmente è finalizzata alla semplificazione dell'analisi, pianificazione e gestione del sistema, ad esempio per supportare la calibrazione del modello idraulico, la progettazione di sistemi di misurazione efficienti, ecc. La distrettualizzazione delle RDI non è un problema semplice a causa di una serie di vincoli relativi alle dimensioni, alla topologia e all'idraulica della rete. Inoltre, ci sono problemi tecnici e pratici per gli enti gestori che possono influenzare la soluzione del problema. Ad esempio, gli enti gestori sono solitamente interessati alla pianificazione integrata e dinamica che permette di aumentare il numero di segmenti nel tempo con l'aggiunta di nuovi dispositivi (valvole o misuratori), in base al budget disponibile e/o alla maggiore conoscenza del sistema. La letteratura scientifica riporta molte ricerche in cui la segmentazione è analizzata da vari punti di vista, come per esempio (Jacobs & Goulter, 1988; Walski, 1993). In particolare, i concetti della teoria dei grafi sono stati usati per l'identificazione della struttura principale delle RDI per il monitoraggio e il controllo, come ad esempio per la calibrazione del modello idraulico, per la misurazione del consumo idrico, per il rilevamento di contaminanti, ecc. (Deuerlein, 1988; Perelman & Ostfeld 2011; Yazdani & Jeffrey, 2012). Recentemente, approcci innovativi sono stati applicati alla segmentazione delle RDI, considerate come infrastrutture tecnologiche diverse dalle altre reti in termini di dimensioni, densità delle connessioni e vincoli tecnici, come ad esempio i paradigmi per la *community detection* nell'ambito della teoria delle reti complesse (Fortunato, 2010; Diao et al, 2013). Tra i vari parametri utilizzati per identificare le comunità che formano la struttura a larga scala di una rete (reale o immateriale), l'indice di modularità è uno dei più popolari (Newman & Girvan, 2004). Giustolisi & Ridolfi (2014a) hanno introdotto un indice di modularità pesato al fine di considerare le peculiarità infrastrutturali di una RDI. Tale indice consente di identificare segmenti che sono simili tra loro (moduli). Dal punto di vista tecnico, questo è molto importante per rappresentare le caratteristiche dei tronchi correlate alla loro lunghezza, come ad esempio, la domanda di acqua distribuita lungo i tronchi, la propensione del tronco alle perdite di sottofondo, ecc.). Infatti, la massimizzazione di un tale indice di modularità può essere capace di produrre una suddivisione in moduli adatti per vari scopi tecnici come, ad esempio, la misurazione del consumo idrico e il monitoraggio delle perdite. Tuttavia, l'indice di modularità pesato è affetto da un limite di risoluzione che aumenta con la dimensione della rete. Pertanto, Giustolisi & Ridolfi (2014b) hanno proposto un nuovo indice di modularità infrastrutturale al fine di superare tale limite di risoluzione. Questo contributo implementa l'indice di modularità infrastrutturale di Giustolisi & Ridolfi (2014b) come metrica da massimizzare durante la progettazione della segmentazione delle RDI in uno schema di ottimizzazione multi-obiettivo. I moduli definiti dopo questa prima fase attraverso la localizzazione di punti di separazione ("tagli") sui tronchi della rete, saranno definiti dal punto di vista tecnico in una seconda fase, che stabilisce quali "tagli" nella rete rappresenteranno punti di misura della portata e quali valvole chiuse, in modo che nei distretti di misurazione (DMA) ottenuti, definiti da diverse combinazioni di tali dispositivi, le perdite di sottofondo e la domanda non fornita siano simultaneamente minimizzate.

2 METODOLOGIA

Il problema della segmentazione delle RDI è influenzato da: (i) caratteristiche della rete; in primo luogo la topologia, ma anche le caratteristiche idrauliche e di asset; (ii) specifiche finalità tecniche (ad esempio, il monitoraggio del consumo idrico); e (iii) i vincoli tecnici relativi all'incertezza delle condizioni al contorno o alla limitatezza del budget, alla preesistenza di dispositivi di segmentazione, e/o altri obiettivi generalmente connessi ai costi operativi. Trovare un compromesso tra questi diversi obiettivi, non è un compito facile. Un approccio generale alla segmentazione delle RDI non è attualmente disponibile, mentre sono generalmente utilizzati metodi empirici basati sulle competenze dei tecnici relativamente alla rete in oggetto. Partendo dalla strategia di ottimizzazione multi-obiettivo proposta da *Giustolisi & Ridolfi (2014a)*, questo lavoro propone il seguente paradigma di progettazione composto dalle seguenti due fasi principali.

2.1 Fase 1: Segmentazione ottimale della rete

Questa fase consiste in una segmentazione della rete formulata come un problema multi-obiettivo, massimizzando l'indice di modularità infrastrutturale (*Giustolisi & Ridolfi, 2014b*) contro la minimizzazione del numero di punti di separazione dei moduli ("tagli"). Ogni soluzione di segmentazione consiste in una serie di "tagli" nella rete. I tagli possono essere concettuali, cioè misure di portata, o reali, cioè saracinesche (possibilmente chiuse al fine della conseguente riduzione delle perdite). La segmentazione multi-obiettivo della rete può essere formulata come segue,

$$\begin{cases} f_1 = \max \{ IQ(\mathbf{L}_p) \} = \max \left\{ 1 - \frac{n_c - (n_{act} - 1)}{n_p} - \sum_{m=1}^{n_m} \left[\sum_{k=1}^{n_p} \frac{(\mathbf{w}_p)_k \delta(M_m, M_k)}{W} \right]^2 \right\} \\ f_2 = \min \{ n_c \} \end{cases} \quad (1)$$

dove n_p è il numero di collegamenti di condotte, n_c è il numero di tagli nella rete (il numero di tronchi che collegano i moduli), che sono le variabili decisionali della Fase 1 della segmentazione. n_{act} è il numero di moduli nei quali la rete è suddivisa; la sommatoria all'interno delle parentesi quadre è correlata ai pesi del tronco inseriti nel vettore \mathbf{w}_p vettore, la cui somma è W , e la funzione δ di Kronecker fa sì che la somma si riferisca solo ai pesi dei tronchi appartenenti al m-simo modulo. I dettagli possono essere trovati in *Giustolisi & Ridolfi (2014b)* e *Giustolisi et al. (2015)*. La parola "peso" indica una caratteristica specifica del tronco che può essere considerata per condizionare il processo di segmentazione. In questo lavoro, la lunghezza dei tronchi è utilizzata come peso per le tubazioni di rete. L' Eq. (1) permette di introdurre alcuni vincoli che rendono i segmenti risultanti coerenti con la finalità tecnica della segmentazione (*Laucelli et al., 2016*). La procedura di ottimizzazione sopra descritta restituisce un fronte di Pareto di soluzioni di segmentazione che sono ottimali rispetto al numero di punti di separazione moduli e alla similitudine tra i moduli. Pertanto, la Fase 1 si conclude con la selezione di una soluzione di segmentazione tra quelle Pareto-efficienti, secondo i criteri tecnici/economici di interesse per l'ente gestore e le finalità della segmentazione.

2.2 Fase 2: Progettazione ottimale dei distretti di misura

I tagli relativi alla soluzione selezionata al termine della Fase 1 possono essere misure di portata o valvole chiuse. La Fase 2 prevede una progettazione multi-obiettivo dei DMA della rete per definire la posizione e il numero delle misure di portata e delle saracinesche, tenendo conto di alcuni obiettivi operativi relativi allo scopo finale della distrettualizzazione, attraverso le seguenti funzioni obiettivo:

F01. la minimizzazione del numero di misuratori di portata;

F02. la minimizzazione delle perdite di sottofondo;

F03. la minimizzazione della domanda non fornita all'utenza.

Si noti che i misuratori di portata sono comunque assunti lungo i tronchi di connessione dei serbatoi, a valle delle pompe e lungo i tronchi che ospitano i dispositivi di controllo (valvole di regolazione della portata, valvole di controllo della pressione, ecc.). I misuratori di portata già esistenti sono considerati durante l'ottimizzazione. La funzione obiettivo F02 consiste nella minimizzazione del rapporto tra il volume

delle perdite di sottofondo calcolato per la soluzione i -esima e il relativo volume calcolato nella configurazione originale della rete, cioè quando nessuna saracinesca è chiusa. La funzione obiettivo F03 consiste nella minimizzazione del rapporto tra il volume della domanda non fornita calcolato per la soluzione i -esima e il volume della domanda fornita calcolato nella configurazione originale della rete. La riduzione delle perdite di sottofondo e la domanda non fornita sono calcolati per mezzo di un modello avanzato di simulazione idraulica *pressione-driven* (Giustolisi *et al.*, 2008). Maggiori dettagli in Laucelli *et al.* (2016).

3 CASO STUDIO

La strategia proposta è applicata alla rete Apulian (Laucelli *et al.*, 2016), per discuterne le caratteristiche principali, assumendo che essa non abbia una segmentazione preesistente. I problemi di ottimizzazione sopra descritti sono risolti utilizzando una metodologia modellistica basata sugli algoritmi genetici (OPTIMOGA) e tutti i test sono stati eseguiti per mezzo di una funzione specifica per la segmentazione delle reti implementata nel sistema software WDNNetXL (Giustolisi *et al.*, 2011) che implementa anche OPTIMOGA. La prima fase della strategia proposta richiede la definizione di alcuni vincoli legati alle funzioni obiettivo in Eq. (1), per limitare la dimensione minima dei segmenti e il numero minimo di tronchi appartenenti ad un modulo. La prima procedura di ottimizzazione (Fase 1) ha restituito un fronte di Pareto di segmentazioni ottimali aventi un numero di “tagli” variabili da 4 a 10, e per le quali si ottiene il valore massimo dell'indice di modularità infrastrutturale per un numero di tagli pari a 10. Per la Fase 2, la soluzione di segmentazione meno parsimoniosa (cioè con 10 “tagli”) viene scelta come punto di partenza, come mostrato in Figura 1 (a sinistra). In realtà, questa scelta riflette le finalità illustrative del caso studio, poiché la soluzione adottata permette molteplici combinazioni di posizionamento dei misuratori di portata e delle saracinesche chiuse.

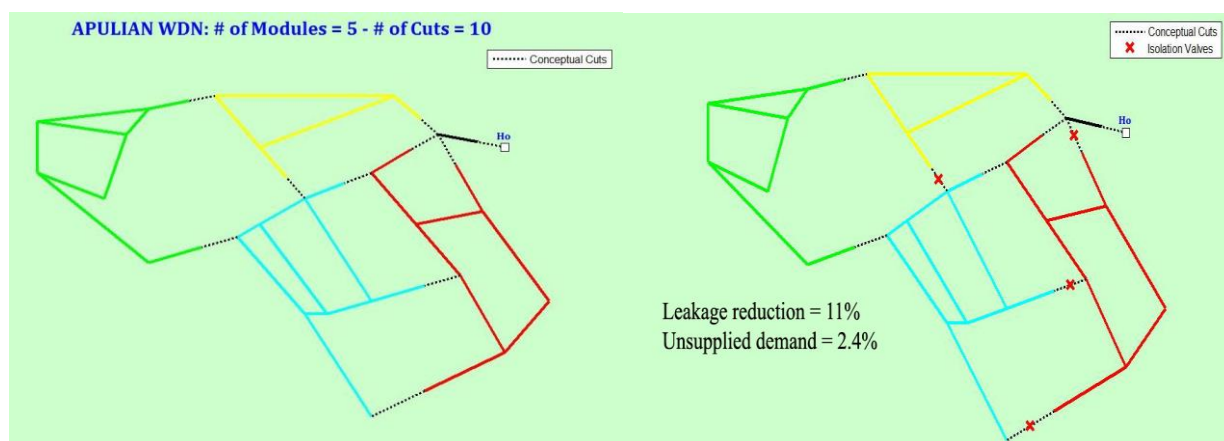


Figura 1. Soluzione di segmentazione selezionata per la rete Apulian (a sinistra); una divisione in DMA ottimali per la rete Apulian (a destra).

A partire dalla segmentazione selezionata, la fase 2 ha restituito diverse configurazioni di DMA caratterizzate da tassi di riduzione delle perdite e di domanda non fornita variabili, a seconda della posizione delle valvole (chiuse). Il numero di saracinesche chiuse varia da 6 (cioè 4 misuratori di portata) a 1 (cioè 9 misuratori di portata), considerando che un'alta riduzione delle perdite può essere ottenuta con un alto numero di valvole chiuse. Si noti che, per tutte le soluzioni nel fronte di Pareto della fase 2, i moduli/segmenti sono sempre formati dagli stessi tronchi; ciò che cambia è la posizione dei misuratori di portata e delle valvole chiuse. La Figura 1 (a destra) riporta una delle suddivisioni ottimali in DMA delle rete Apulian tra quelle restituite dalla procedura di ottimizzazione della fase 2. Questa soluzione prevede 4 valvole e 6 misuratori di portata. Essa è piuttosto efficiente nel ridurre le perdite di sottofondo, in relazione alle posizioni delle valvole chiuse, che in generale si trovano sulle principali direttrici di flusso della rete (tronchi con diametri maggiori), costringendo quindi l'acqua a seguire percorsi più lunghi rispetto alla configurazione originale. Tuttavia, il deficit di pressione conseguente non causa una riduzione rilevante della qualità del servizio, tanto che considerando un leggero rilassamento rispetto al livello di servizio richiesto (97,6% vs. 100% della domanda), la capacità idraulica della rete può considerarsi immutata, secondo la

funzione utilizzata per la modellazione *pressione-driven* delle domande nodali (Giustolisi *et al.*, 2008). Pertanto, la procedura può essere considerata come un utile strumento di supporto alle decisioni che, in considerazione dei diversi aspetti tecnici relativi alle finalità della distrettualizzazione, permette ai manager di poter scegliere la miglior soluzione, essendo in grado di valutare immediatamente i pro e i contro della propria scelta. Infine, tutte le soluzioni restituite dalla Fase 2 del paradigma presentato, come nel caso della soluzione illustrata in Figura 1, consentono di valutare il bilancio di massa per ciascun segmento tramite la misurazione della portata, contribuendo così a comprendere il funzionamento idraulico dei DMA e a supportare le operazioni sulla rete, come ad esempio le campagne di rilevamento delle perdite.

4 CONCLUSIONI

Questo contributo presenta una strategia multi-obiettivo per la progettazione della distrettualizzazione delle reti idriche. La procedura è in grado di fornire diverse configurazioni di segmentazione delle rete, considerando diversi aspetti tecnici e gestionali, ad esempio quelli legati all'*asset* (lunghezza delle condotte, quindi la probabilità di rottura, la presenza di perdite di sottofondo, ecc.) e quelli relativi al funzionamento idraulico della rete (modellazione delle perdite, della domanda non fornita, del deficit di pressione, ecc.). Fra queste soluzioni, gli enti gestori possono operare la scelta più adatta sempre disponendo della quantificazione dell'efficacia operativa della relativa distrettualizzazione. Inoltre, tale procedura è facilmente ripetibile nel tempo, e la possibilità di considerare la presenza dei dispositivi esistenti la rende potenzialmente una pianificazione dinamica, capace di tener conto dell'effettiva disponibilità dei budget nel tempo e delle dinamiche di sviluppo della rete.

RINGRAZIAMENTI

Il Ministero Italiano dell'Istruzione, dell'Università e della Ricerca (MIUR) ha supportato questa ricerca nell'ambito dei Progetti di Rilevante Interesse Nazionale intitolati: "Strumenti avanzati di analisi per la gestione delle perdite idriche negli acquedotti urbani" e "Strumenti e procedure per una gestione avanzata e sostenibile dei sistemi di distribuzione idrica".

BIBLIOGRAFIA

- Deuerlein J.W., Decomposition model of a general water supply network graph. *J. Hydraul. Eng.*, 2008, 134(6), 822–832.
- Diao K., Zhou Y. & Rauch W., Automated Creation of District Metered Area Boundaries in Water Distribution Systems. *J. Water Res. Plan. Manage.*, 2013, 139(2), 184–190.
- Fortunato S., Community detection in graphs. *Phys. Rep.*, 2010, 486(3-5), 75-174.
- Giustolisi O., & Ridolfi, L., A new modularity-based approach to segmentation of water distribution network. *J. Hydr. Eng.*, 2014, 140(10), 1–14.
- Giustolisi O. & L. Ridolfi, A novel infrastructure modularity index for the segmentation of water distribution networks, *Water Resour. Res.*, 2014, 50, 7648–7661.
- Giustolisi O., Ridolfi L. & Berardi L., General metrics for segmenting infrastructure networks, *J. of Hydroinformatics*, 2015, 17(4), 505-517.
- Giustolisi O., Savić D.A. & Kapelan Z., Pressure-driven demand and leakage simulation for water distribution networks. *J. Hydraul. Eng.*, 2008, 134(5), 626–635.
- Giustolisi O., Savić D.A., Berardi L. & Laucelli D., An excel-based solution to bring water distribution network analysis closer to users. *Urban Water Management: Challenges and Opportunities - 11th International Conference on Computing and Control for the Water Industry, CCWI 2011*, 2011, Volume 3.
- Jacobs P. & Goulter I., Evaluation of methods for decomposition of water distribution networks for reliability analysis. *Civil Engineering Systems*, 1988, 5(2), 58-64.
- Laucelli D., Simone A., Berardi L. & Giustolisi O., Optimal design of district metering areas, *Proceedings of the 2nd EWaS International Conference*, Chania, Greece, 2016 (Published on a special issue of *Procedia Engineering*)
- Newman M.E.J. & Girvan M., Finding and evaluating community structure in networks. *Phys. Rev.*, 2004, E. 69, 026113.
- Perelman L. & Ostfeld A., Topological clustering for water distribution systems analysis. *Environ. Modell. & Software*, 2011, 26(7), 969–972.
- Walski T. M., Water distribution valve topology. *Reliab. Eng. Syst. Saf.*, 1993, 42(1), 21–27.
- Yazdani A. & Jeffrey P., Water distribution system vulnerability analysis using weighted and directed network models. *Water Resour. Res.*, 2012, 48(6), W06517.

MULTI-OBJECTIVE OPTIMIZATION OF ISOLATION VALVE CLOSURES AND CONTROL VALVE INSTALLATIONS IN WATER DISTRIBUTION NETWORKS

Enrico Creaco¹ & Giuseppe Pezzinga²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università degli Studi di Pavia, Via Ferrata 3, 27100 Pavia (Italy); email: creaco@unipv.it. (2) Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università degli Studi di Catania, Via Santa Sofia 64, 95123 Catania (Italy); email: gpezzinga@dica.unict.it

KEY POINTS

- Hybrid multi-objective algorithm is proposed, which simultaneously minimizes the number of installed control valves and leakage in water distribution networks
- Better numerical effectiveness than traditional multi-objective genetic algorithms
- Optimizing isolation valve closures and control valve installations at the same time leads to better leakage reduction than optimizing control valve installations alone

1 INTRODUCTION

Leakage from water distribution systems represents a serious problem, especially in periods of water scarcity, because it results in loss of purified drinking water. Furthermore, it entails economic losses, related to the waste energy and material resources used in abstraction, transportation, and treatment (Farley & Trow, 2003). Among the various techniques that can be adopted for leakage reduction, there is active pressure management, which can be performed by installing control valves (Puust *et al.*, 2010). The problem of the optimal location and regulation of control valves for leakage reduction in water distribution systems has been much investigated over the last three decades. A good literature review of the methods proposed to tackle this problem was carried out by Vicente *et al.* (2016).

A drawback of most of the methods lies in the fact that they did not consider that isolation valves are present in many pipes of the water distribution networks and can contribute to leakage attenuation (Walski *et al.*, 2003). In fact, although the operation of isolation valves is generally analyzed within the framework of other problems — such as segment disconnection (Creaco *et al.*, 2010) or district formation (Di Nardo *et al.*, 2013) — the closure of some isolation valves suitably identified in the network can

- enable lowering of nodal pressure heads by itself, and
- eliminate paths for water to bypass the installed control valves, and then make the operation of control valves more effective.

In this paper, an algorithm for the optimal control valve location and regulation, which also identifies the isolation valves that have to be closed in the network in order to improve control valve regulation, was developed. The algorithm is multi-objective and hybrid, being based on the coupling of a multi-objective genetic algorithm GA and of the linear programming LP.

Hereinafter, first the algorithm is described; then, the study applications are shown, reporting the comparison of the new hybrid algorithm with the NSGAI (Deb *et al.*, 2002) in terms of numerical performance and showing the extent to which the closure of isolation valves can contribute to leakage reduction.

2 METHODS

The algorithm use in this work is the result of the coupling of a multiobjective GA and of an algorithm based on the iterated LP.

The multiobjective GA is the NSGAI (Deb *et al.*, 2002), whereas the iterated LP is an upgraded version of that presented by Jowitt & Xu (1990); the upgrades in the iterated LP consist of

- adoption of the matrix form, which lends itself to be used with various pipe resistance formulas, whereas the iterated LP of Jowitt & Xu (1990) is only valid when the Hazen-Williams formula is used to express pipe resistance; and
- insertion of a relaxation method to enhance the computational efficiency.

In particular, the GA enables optimal location of the control valves, as well as identification of the isolation valves that have to be closed, with the objective of simultaneously minimizing leakage, which is evaluated through the Germanopoulos (1988) formulation, and installation costs. The algorithm based on the iterated LP is embedded in the GA and searches for the optimal settings of the control valves for each solution proposed by the GA, made up of a set of valves in the network.

Being based on the coupling of different algorithms, the algorithm proposed in this work belongs to the category of hybrid algorithms (Talbi, 2002). Generally, a hybrid algorithm is built with the objective to combine the desired features of each component algorithm, so that the overall algorithm is better than the individual components. According to the Talbi (2002) classification, the algorithm proposed in this work can be considered a low-level hybrid algorithm because one of the two component algorithms (i.e., the iterated LP) is embedded in the other (i.e., the GA) as a functional part.

More details of the algorithm can be found in the work of Creaco & Pezzinga (2015a; 2015b).

3 APPLICATIONS

3.1 Case-study

The applications of this work concerned the network in Figure 1a, which is modified from the work of Jowitt & Xu (1990), made up of 25 nodes (of which 22 with unknown head and 3 source nodes with fixed head, i.e., nodes 23, 24, and 25) and 37 pipes. Details about the features of nodes and pipes can be found in the work of Creaco & Pezzinga (2015a).

Three loading conditions, relative to low, intermediate, and high nodal demands, respectively, were adopted to reproduce the network daily operation as to source heads and nodal demands (see Creaco & Pezzinga, 2015a). Each of the operation conditions was assumed to be representative of a 8-h-long time interval in the day.

As to leakage, values of the leakage coefficient and exponent were assumed for all the pipes of the network, leading to a daily leakage volume of 2,575 m³ without control valves being installed and isolation valves being closed.

In the applications, the optimal location of control valves in the network and the identification of the isolation valves that have to be closed were searched for. One isolation valve was assumed to be already present at each network pipe. The objective functions used within the optimization application were the total number N_{tot} of control valves (as a surrogate for the installation valve cost) and the daily leakage volume W_L .

The minimum desired pressure head was set at 25 m for all network nodes, unlike the work of Jowitt & Xu (1990) where a value of 30 m was considered. The different choice is due to the fact that a lower minimum desired pressure head value makes it possible to better investigate the service pressure lowering effects of isolation valve closure.

A population of 50 individuals and a total number of 100 generations, corresponding to a total number of 5×10^3 objective function evaluations, were used for the GA of the hybrid algorithm.

3.2 Results

The Pareto front of optimal solutions obtained after 100 generations by means of the new hybrid algorithm is reported in Figure 1b. The front, which presents solutions up to a number of installed control valves $N_{tot} = 7$, has an asymptotic trend as the number of installed control valves grows. The first solution with $N_{tot} = 0$ (0 control valves installed) features a value of $W_L = 2,055$ m³, which is much lower than the value of 2,575 m³ obtained when no control valves are installed and no isolation valves are closed. This leakage reduction effect is due to the closure of some isolation valves in the network. In particular, a

significant leakage volume reduction is noticed until the number of installed valves equals 4. For larger number of valves, the decrease in the leakage volume becomes insignificant. The final Pareto front obtained with the hybrid algorithm is also compared with the Pareto front after 30 generations in the graph in Figure 1b. The closeness of the two fronts entails that the new algorithm converges rapidly in terms of number of iterations. The quick convergence is ascribed to the very simple encoding of individual genes (see *Creaco & Pezzinga, 2015a; 2015b* for further details).

Figure 1b also shows the Pareto front obtained in a benchmark optimization, performed using the traditional NSGAI, where the iterated LP is not embedded, and which then features additional genes with respect to the hybrid algorithm to characterize control valve regulation. In this benchmark optimization, 500 population individuals, and 1,000 generations (both larger than in the optimization performed with the hybrid algorithm), which lead to a total number of objective function evaluations equal to 5×10^5 , were used in order to have the same overall computation time as the hybrid algorithm, where a significant computation burden is required by the iterated LP. Figure 1b shows that the Pareto front obtained by means of the new hybrid algorithm dominates that obtained by means of the traditional NSGAI, which also has the drawback of not presenting solutions featuring a number of control valves larger than 2. The worse effectiveness of the traditional NSGAI is due to the bad numerical performance of the fully GA in searching for the optimal control-valve settings besides valve locations. In the hybrid algorithm, the large computation burden associated with the iterated LP is paid back by the subsequent improvement in the overall algorithm performance.

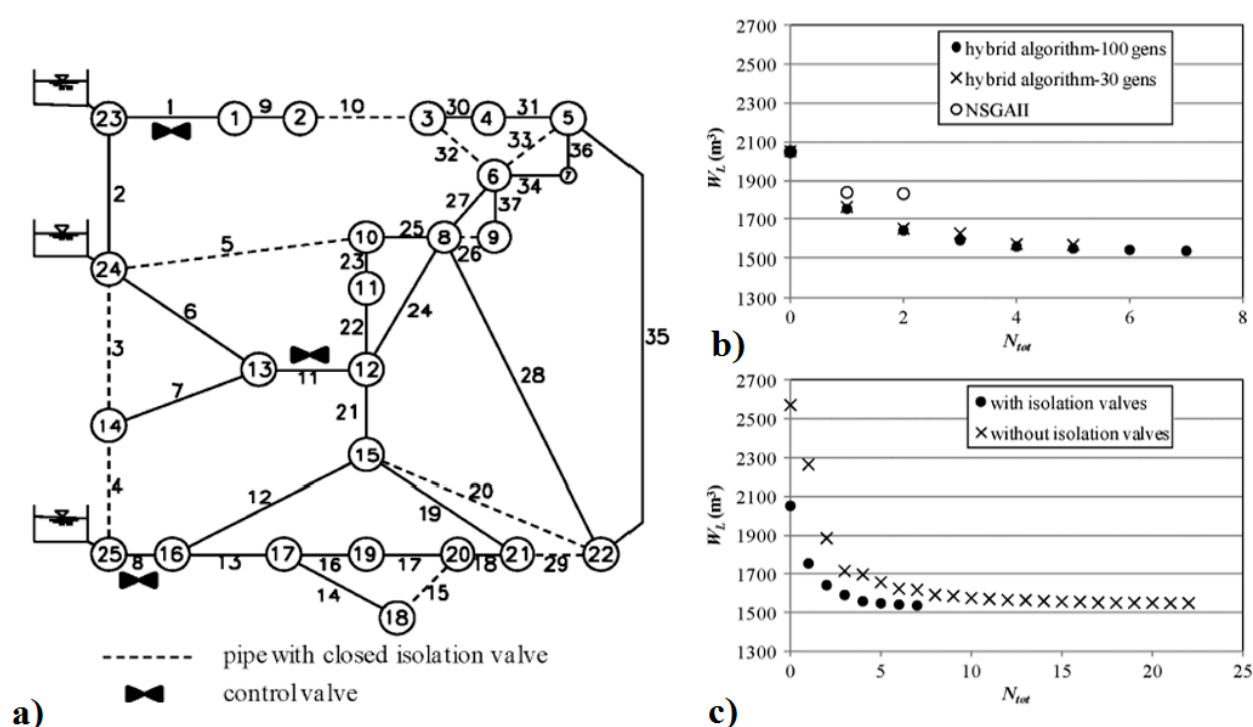


Figure 1. Network of Jowitt & Xu (1990): solution obtained with $N_{tot}=3$ control valves installed and considering closure of isolation valves (b) Pareto front of optimal solutions in the trade-off between daily leakage volume W_L and number N_{tot} of control valves installed, obtained by applying the hybrid algorithm described in this work; comparison with the Pareto front obtained applying the NSGAI (c) comparison of Pareto fronts obtained while considering or neglecting the possibility of closing the present isolation valves within the hybrid algorithm.

Once the good numerical performance of the new hybrid algorithm has been highlighted, the evaluation of the correctness of the basic assumption of the new methodology, i.e., that related to taking the presence of isolation valves into account, is now focused on. To this end, Figure 1c reports the comparison of the final Pareto front of the optimization performed by using the hybrid algorithm (as in Figure 1b) and the final Pareto front of an optimization performed by using the hybrid algorithm without allowing for the

identification of the isolation valves that have to be closed during the optimization process.

In the optimization without isolation valves, the algorithm yields solutions that have objective function values close to those obtainable by the algorithms proposed by previous authors, such as *Nicolini & Zovatto* (2009), up to a number of installed valves $N_{tot} = 5$. The new algorithm has the advantage of also yielding solutions for $N_{tot} > 5$. The analysis of Figure 1c shows that the Pareto front obtained considering the closure of isolation valves dominates the other front (obtained without taking account of the presence of the isolation valves). In other words, in order to obtain a certain daily leakage volume reduction, a larger number of control valves has to be installed if isolation valves are not used to contribute to pressure head lowering as well as to facilitate the control valve regulation.

For example, Figure 1c shows the graphical representation of the Pareto front solution derived from the optimization taking account of the presence of the isolation valves and featuring a number of control valves $N_{tot} = 3$. This solution entails closing the isolation valves present in pipes 3, 4, 5, 10, 15, 20, 26, 29, 32, and 33 and installation of control valves in pipes 1, 8, and 11.

4 CONCLUSIONS

In this paper, a multi-objective algorithm for the combined optimization of pipes and control valves for leakage reduction in water distribution networks was presented. The algorithm makes it possible to explore the trade-off between installation costs (or a surrogate for them) and daily leakage volume. With respect to other algorithms in the scientific literature, the applications pointed out the main advantage of the new algorithm, which lies in the fact that it considers the presence of isolation valves in the network, which can be closed in order to contribute to leakage attenuation and to eliminate water paths around the control valves, thus facilitating control-valve regulation. Another interesting aspect of the algorithm is its hybrid nature, which makes it possible to split the research space between two inner algorithms: a GA, useful to search for the suitable control valve installations and isolation valve closures, and the LP, aimed at searching for the optimal settings of the control valves installed. This hybrid nature makes the algorithm very efficient in comparison to traditional GAs in facing the optimization problem considered in this paper.

REFERENCES

- Creaco, E., Franchini, M., and Alvisi, S. (2010). "Optimal placement of isolation valves in water distribution systems based on valve cost and weighted average demand shortfall." *Water Resour. Manage.*, 24(15), 4317–4338.
- Creaco, E. and Pezzinga, G. (2015a). "Multiobjective Optimization of Pipe Replacements and Control Valve Installations for Leakage Attenuation in Water Distribution Networks." *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000458, 04014059.
- Creaco, E., Pezzinga, G. (2015b). "Embedding Linear Programming in Multi Objective Genetic Algorithms for Reducing the Size of the Search Space with Application to Leakage Minimization in Water Distribution Networks." *Environmental Modelling & Software*, 69, 308–318.
- Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., and Meyarivan, T. (2002). "A fast and elitist multiobjective genetic algorithm NSGA-II." *IEEE Trans. Evol. Comput.*, 6(2), 182–197.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Santonastaso, G. F., Tzatchkov, V., and Yamanaka, V. H. (2013). "Water network sectorization based on genetic algorithm and minimum dissipated power paths." *Water Sci. Technol.: Water Supply*, 13(4), 951–957.
- Farley, M., and Trow, S. (2003). *Losses in water distribution networks*, IWA, London.
- Germanopoulos, G. (1988). "Modelling and operational control of water supply networks," thesis presented to the University of London, at London, United Kingdom, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Jowitt, P. W., and Xu, C. (1990). "Optimal valve control in water distribution networks." *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 10.1061/(ASCE)0733-9496(1990)116:4(455), 455–472.
- Nicolini, M., Zovatto, L. (2009). "Optimal location and control of pressure reducing valves in water networks." *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 10.1061/(ASCE)0733-9496(2009)135:3(178), 178–187.
- Puust, R., Kapelan, Z., Savic, D. A., and Koppel, T. (2010). "A review of methods for leakage management in pipe networks." *Urban Water J.*, 7(1), 25–45.
- Talbi, E. G. (2002). "A taxonomy of hybrid metaheuristics." *J. Heuristics*, 8(5), 541–564.
- Vicente, D., Garrote, L., Sánchez, R., and Santillán, D. (2016). "Pressure Management in Water Distribution Systems: Current Status, Proposals, and Future Trends." *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000589, 04015061.
- Walski, T. M., Chase, D. V., Savic, D. A., Grayman, W., Beckwith, S., and Koelle, E. (2003). *Advanced water distribution modeling and management*, Haestad Press, Waterbury, CT.

RISANAMENTO ED EFFICIENTAMENTO DELLE RETI DI DISTRIBUZIONE ATTRAVERSO LA REALIZZAZIONE DI DISTRETTI IDRICI: IL CASO DI ROVERETO (TN)

Paolo Bertola¹, Maurizio Righetti², Matteo Frisinghelli³, Christjan Rognoni³ & Chiara Costisella³

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica dell'Università degli Studi di Trento; (2) Libera Università di Bolzano, Facoltà di Scienze e tecnologia; (3) Novareti S.p.A. – Gruppo Dolomiti Energia.

ASPETTI CHIAVE

- Distrettualizzazione mediante metodi trial & error della rete cittadina, con forzanti di tipo gestionale legate alla morfologia, all'edilizia ed ai tipi di consumo, oltre che su parametri storici
- L'analisi è stata svolta con l'obiettivo di massimizzare l'efficienza gestionale della rete, minimizzando i costi di gestione.
- Lo studio si propone di predisporre la rete alla gestione mediante modello real-time, puntando all'autoalimentazione del maggior numero di punti di controllo e telegestione.

1 INQUADRAMENTO

Il Comune di Rovereto, in provincia di Trento, si sviluppa in sinistra orografica del fiume Adige; è costituito dalla città, che occupa il fondovalle a una quota di circa 200 m s.l.m., e da diverse frazioni, che si estendono fino 900 m s.l.m. Il territorio comunale è servito da un unico Acquedotto, costituito da più reti interconnesse tra di loro. L'alimentazione principale è costituita dalla sorgente di Spino, che si trova a circa 310 m s.l.m. ed ha una portata media di 600 l/s, molto superiore a quelle che sono le esigenze della rete; nelle frazioni in quota sono presenti altre piccole sorgenti minori, mentre, con funzioni di soccorso, intervengono due pozzi nel fondovalle.

La struttura dell'Acquedotto comunale si può schematizzare in maniera molto semplice: sono presenti un serbatoio di testa (Galleria di Casteldante) ed uno di coda (serbatoio Solatrix), collegati tra loro da un semianello in acciaio DN 500; dal semianello viene alimentata la rete e, attraverso un sistema di rilanci, anche le frazioni collinari. Il serbatoio di testa, che è una galleria serbatoio del volume di circa 17.000 m³, viene alimentato dalla sorgente di Spino.

La disponibilità idrica molto consistente dell'Acquedotto di Rovereto va di pari passo con la debolezza legata al fatto di dipendere in maniera pressoché esclusiva da un'unica fonte di alimentazione; quest'ultima, oltretutto, è molto vulnerabile data la natura carsica della montagna dalla quale ha origine. Negli anni è stato quindi studiato un progetto di interconnessione tra l'Acquedotto di Rovereto e quello del capoluogo Trento, in maniera da sfruttare il surplus di acqua presente a Rovereto per alimentare Trento stessa e le frazioni in destra Adige e allo stesso tempo garantire il rifornimento di Rovereto in caso di problemi di inquinamento alla sorgente di Spino.

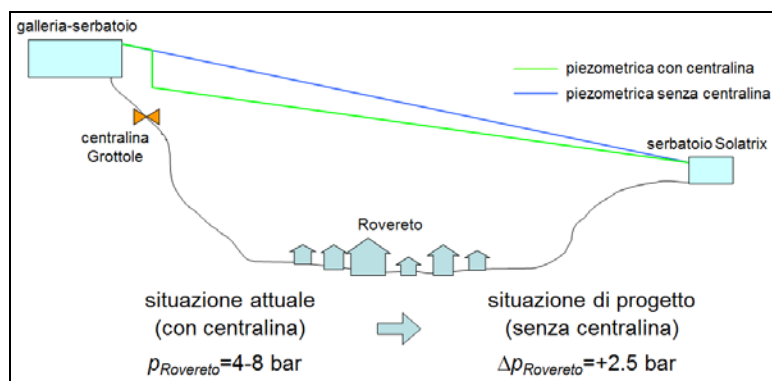


Figura 1. Profilo di pressione nella rete di fondovalle, con e senza la centralina idroelettrica in località Grottole.

Allo stato attuale è presente una centralina idroelettrica all'uscita della Galleria di Casteldante, che riduce

la pressione nel semianello; le pressioni nella rete di fondovalle variano dai 4 agli 8 bar, a causa delle marcate variazioni altimetriche

Per poter realizzare l'interconnessione è necessario eliminare la centralina idroelettrica in modo da mantenere elevata la pressione nel semianello e garantire che l'acqua arrivi fino alla zona di Trento Sud. Da questa esigenza è scaturito lo spunto per portare avanti uno studio della distrettualizzazione della rete di fondovalle dell'Acquedotto di Rovereto.

2 DISTRETTUALIZZAZIONE DELLA RETE DI FONDOVALLE

La rete di Rovereto ha un'età media prossima ai 35 anni. La maggior parte delle problematiche si verifica nelle tubazioni posate negli anni che vanno dal 1960 al 1980, per una questione legata alla qualità dei materiali di ricoprimento ed agli acciai utilizzati, oltre che alle modalità di posa.

Attualmente a Rovereto le perdite di rete rappresentano circa il 15% del volume d'acqua immesso in rete: le perdite di sottofondo, che costituiscono la percentuale più elevata delle perdite di rete, sono di difficile individuazione, se non attraverso campagne di ricerca perdite estese e intensive. Poiché esiste una proporzionalità diretta tra le pressioni d'esercizio e le perdite idriche, una riduzione del cielo piezometrico della rete permetterebbe una sensibile riduzione nelle perdite.

Poiché allo stato attuale le pressioni di rete sono già elevate e l'eliminazione della centralina ne comporterebbe un ulteriore aumento, è fondamentale, nell'ottica di mantenere il semianello a pressione di 10 bar, procedere con una distrettualizzazione della rete.

2.1 Strumenti utilizzati

Il modello idraulico utilizzato per lo studio della distrettualizzazione è stato implementato dai tecnici di Novareti utilizzando il software Infoworks WS di HR Wallingford, tarato e calibrato utilizzando sia misure da strumenti fissi telecontrollati, sia misure ottenute da campagne ad hoc.

Viste le dimensioni cittadine, per individuare i distretti si è proceduto con il metodo "trial and error", associato alla simulazione idraulica. I distretti vengono isolati tra di loro attraverso chiusure di organi di rete e collegati alla dorsale principale, cioè il semianello, attraverso una sola condotta di alimentazione.

2.2 Criteri di distrettualizzazione

Per individuare i distretti sono stati utilizzati diversi criteri. In primo luogo sono state create delle mappe di vulnerabilità, basandosi sui report di Novareti relativamente agli interventi di riparazione per perdite degli ultimi 20 anni. Sono state individuate le zone con la maggior frequenza di perdite (una perdita ogni 500 metri di lunghezza o meno), in modo da isolare quelle più problematiche dalle altre.

Nella zona di Rovereto città esistono sensibili variazioni altimetriche, fino a 60 metri di differenza. Di conseguenza è stato utilizzato il DTM per individuare zone con un'altitudine omogenea. A tal scopo è stato utile anche fare riferimento alle mappe della pressione di esercizio notturna e diurna ricavabili dal software Infoworks.

Un altro aspetto considerato è stato quello della tipologia edilizia. Rovereto presenta edifici di altezze contenute, mediamente 3-4 piani; si possono però individuare due quartieri della città che presentano strutture alte fino a circa 10 piani: queste zone sono state chiaramente isolate dalle altre, necessitando di pressioni di esercizio diverse. Un ulteriore aspetto riguarda la destinazione d'uso degli edifici. Rovereto presenta una zona industriale nettamente separata dal resto della città: la zona industriale è caratterizzata da profili di consumo, e quindi di pressione, diversi da quelli previsti per le zone residenziali o civili.

Secondo quanto previsto dalla normativa (Uni 10779, maggio 2012) esistono tre aree di rischio, in base al carico d'incendio; ad ogni area corrispondono diverse esigenze in termini di portata e pressione, dovendo garantire il funzionamento di un certo numero di idranti nelle zone idraulicamente più sfavorite. Di conseguenza ai vari distretti mano a mano individuati sono stati assegnati dei diversi livelli di rischio e in base a questi sono state determinate le pressioni di regolazione.

Un altro criterio utilizzato è stato quello di considerare i materiali e la vetustà delle tubazioni posate, cercando di isolare in particolare due porzioni di rete che presentano la percentuale maggiore di tubazioni in acciaio.

Infine sono state effettuate delle simulazioni che prevedevano delle rotture di tubazioni in punti strategici dei vari distretti, in modo da verificare la possibilità di ovviare in maniera rapida, attraverso semplici manovre di rete, ad eventuali disservizi.

2.3 Distretti e pozzetti di regolazione

Sono stati individuati 29 distretti teorici. Per ogni distretto si è prevista la realizzazione di un pozzetto di regolazione, costituito da due valvole riduttrici di pressione, 4 saracinesche, 2 filtri, una tubazione di by-pass e un misuratore di portata. Si è prevista inoltre la possibilità di inserire dei misuratori di qualità dell'acqua.

Per una più corretta e dinamica regolazione delle pressioni all'interno del distretto è opportuno inoltre prevedere l'installazione di un misuratore di pressione, da collocare nel punto idraulicamente più sfavorito del distretto. Ciò anche nell'ottica di prevedere un controllo in tempo reale dei distretti stessi.

Sono stati previsti diversi livelli di regolazione della pressione tra il giorno e la notte, in modo da incrementare ulteriormente i benefici derivanti dalla distrettualizzazione.

3 RISULTATI RAGGIUNTI

La pressione media nella rete di Rovereto città, allo stato attuale, si assesta a circa 6 bar; mediante la distrettualizzazione della rete sarebbe possibile, in base ai risultati delle simulazioni, ridurre tale pressione, portandola a circa 4.3 bar.

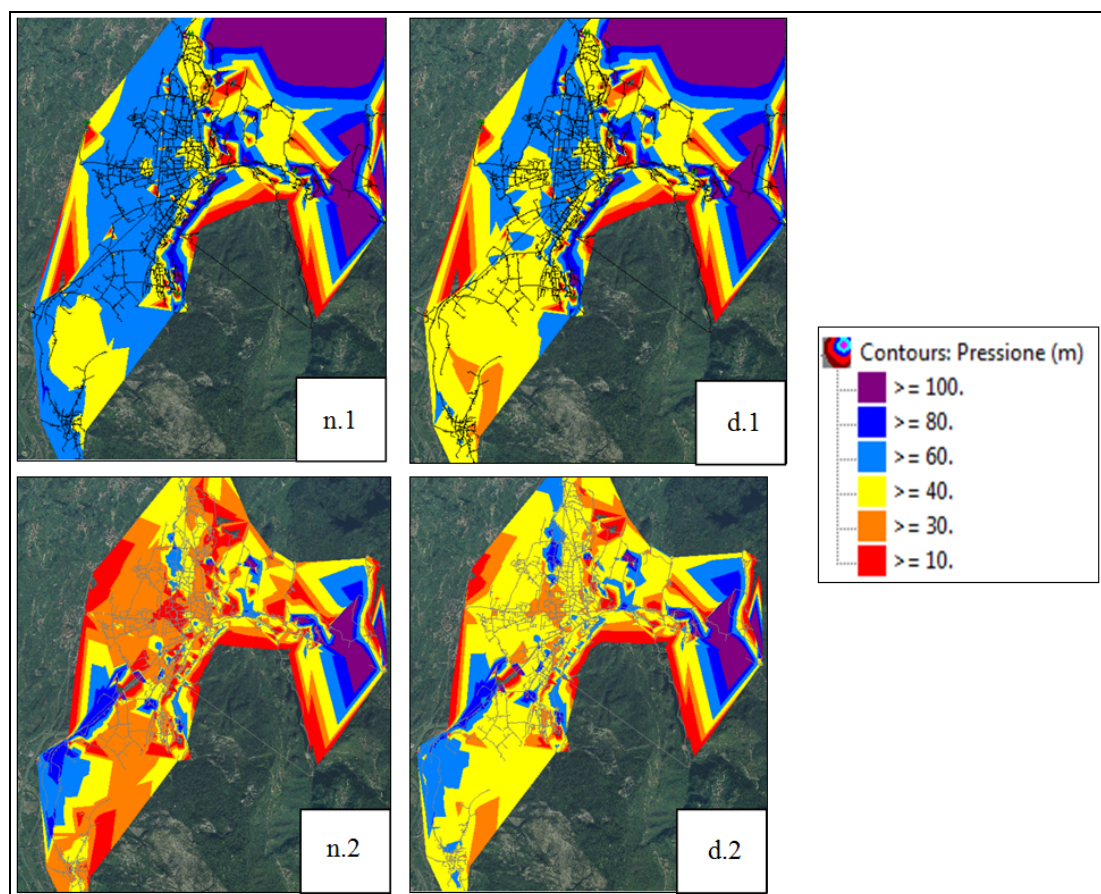


Figura 2. Aree di pressione in rete in diverse configurazioni: (n.1) pressione notturna prima di distrettualizzare la rete; (n.2) pressione notturna dopo la distrettualizzazione della rete; (d.1) pressione diurna prima della distrettualizzazione della rete; (d.2) pressione diurna dopo la distrettualizzazione della rete.

Per esemplificare in maniera chiara questa riduzione, in Figura 2 si riporta un confronto tra le pressioni di rete diurne e notturne prima e dopo la distrettualizzazione. Mediamente si ottiene una riduzione della pressione pari al 28%; questo calo non comporta assolutamente il rischio di una diminuzione del livello di servizio per le utenze: infatti nello studio intrapreso si è operato esclusivamente minimizzando il carico piezometrico in eccedenza.

La riduzione della piezometrica nell'acquedotto comporterebbe un abbattimento del livello delle perdite idriche di rete. Attualmente a Rovereto le perdite rappresentano, come detto precedentemente, il 15% del volume d'acqua immesso in rete. Utilizzando la formula empirica (1) (Thornton e Lambert, 2005), è possibile stimare di quanto si potrebbe ridurre il livello di perdite in seguito all'abbassamento delle pressioni di rete mediante distrettualizzazione.

$$L_0 - L_1 = L_0 \left[1 - (p_1 / p_0)^{N_1} \right] \quad (1)$$

dove p_0 è la pressione media iniziale in rete, p_1 è la pressione media finale in rete, L_0 è il livello di perdite iniziale e L_1 è il livello di perdite finale; l'esponente N_1 viene assunto cautelativamente pari a 1.15.

Applicando l'equazione (1) si ricava che, in caso di distrettualizzazione della rete, il livello di perdite calerebbe al 10.2% del volume immesso in rete, comportando un risparmio di portata immessa in rete pari a circa 42 l/s.

Lo studio dei distretti attraverso il modello idraulico ha permesso anche di individuare una regolazione ottimale delle valvole di presidio, in maniera da evitare lo sfioro dei serbatoi, che allo stato attuale risulta consistente, soprattutto nelle ore notturne.

Da ultimo si è studiata la possibilità di sfruttare l'energia dissipata dalle riduttrici di pressione (PRV) in ingresso ad ogni distretto mediante l'impiego di piccole turbine idrauliche da installare al posto delle PRV. Dai risultati è emerso che quasi tutte le turbine potenzialmente da installare riuscirebbero a coprire i costi relativi ai consumi elettrici necessari per alimentare i pozzetti di riduzione; in alcuni casi ci sarebbe addirittura margine per produrre ulteriore energia elettrica.

4 CONCLUSIONI

Lo studio intrapreso ha permesso di evidenziare chiaramente i benefici che deriverebbero dalla distrettualizzazione di un acquedotto quale è quello di Rovereto, caratterizzato da un'alimetria molto variabile. Tuttavia, da un'analisi dei costi, la creazione di 29 distretti, con relativi pozzetti di regolazione, avrebbe un impatto economico notevole. Questa distrettualizzazione teorica può e deve essere quindi presa come spunto per cominciare a ripensare la rete e la sua gestione; in particolare risulta ottimale e sostenibile nel breve periodo la creazione di circa 10-12 macro distretti, eventualmente poi suddivisibili in sottodistretti virtuali, per un monitoraggio dei bilanci idrici.

All'interno della società Novareti c'è inoltre la volontà di compiere un ulteriore passo in avanti con l'implementazione di un modello real-time per la gestione automatica dell'intero sistema, attraverso il software InfoWorks-Live: con frequenza di circa 15 minuti il sistema acquisirà tutte le grandezze rilevanti ai fini della conoscenza dello stato dell'acquedotto ed elaborerà la previsione futura dell'andamento della rete, suggerendo agli operatori del telecontrollo tutte le manovre da eseguire per garantire il corretto funzionamento del servizio, nella maniera più efficiente possibile. Inoltre il sistema permetterà di valutare ogni giorno il bilancio idrico ed il consumo minimo notturno di ogni distretto, per segnalare eventuali anomalie nei consumi ed indirizzare campagne mirate di ricerca perdite. Verranno inoltre esaminate altre grandezze di interesse, come ad esempio i dati meteorologici, per tenere conto dell'eventuale loro influenza sui consumi.

GESTIONE IDRICA ED ENERGETICA DEL SISTEMA IDRICO INTEGRATO: IL PROGETTO ALADIN

Valeria Puleo ¹, Vincenza Notaro ², Gabriele Freni ² & Goffredo La Loggia ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile Ambientale Aerospaziale e dei Materiali, Università di Palermo, Viale delle Scienze, 90128 Palermo; (2) Facoltà di Ingegneria e Architettura, Università di Enna "Kore", Cittadella Universitaria, 94100 Enna

ASPETTI CHIAVE

- La gestione del sistema idrico integrato necessita di strumenti efficaci sia per l'analisi delle attuali condizioni che di quelle conseguenti ad interventi di miglioramento
- Il progetto ALADIN ha sviluppato uno strumento di supporto alle decisioni che individua i principali flussi di acqua ed energia e stima la prestazione del sistema rispetto a specifici obiettivi
- Il sistema inoltre suggerisce le azioni più efficaci per la riduzione delle perdite idriche, dei consumi energetici e delle emissioni di GHG elaborate grazie alle competenze di esperti del settore

1 INTRODUZIONE

I costi energetici rappresentano circa il 35% dei costi operativi per i gestori del servizio idrico e tale aliquota è destinata a crescere a causa dell'aumento della popolazione e dei regolamenti relativi agli standard di trattamento. L'energia è necessaria per l'estrazione, il trasporto, l'uso, il trattamento e il rilascio dell'acqua al corpo idrico ricettore; pertanto la quantità di energia necessaria al funzionamento del sistema dipende fortemente dalle caratteristiche topografiche delle reti, dalla disponibilità e qualità delle risorse, dalla tipologia di trattamenti (Plappally & Lienhard, 2012).

Un altro importante fattore che influenza il consumo di energia è la presenza di perdite idriche, che oltre a rappresentare un problema per la tutela della risorsa idrica, comporta un sovradimensionamento dei sistemi di pompaggio (Colombo & Karney, 2002). Il costo associato all'uso dei sistemi di sollevamento rappresenta l'aliquota maggiore dei costi operativi, ma d'altro canto anche un piccolo aumento dell'efficienza può significare un importante risparmio in termini di costi (van Zyl et al., 2004). Pertanto la riduzione delle perdite idriche consente di raggiungere due obiettivi: risparmio idrico ed energetico.

È noto che la gestione del sistema idrico integrato è complessa a causa dell'estensione delle reti di acquedotto e di drenaggio, delle difficoltà di monitoraggio e delle diverse caratteristiche degli impianti di trattamento e depurazione. Inoltre, l'assenza di dati riguardanti i consumi energetici relativi alle singole componenti del sistema impedisce una gestione efficace mirata al risparmio idrico ed energetico. Per superare queste difficoltà è importante identificare i contributi energetici di ogni macro area del sistema idrico integrato. Inoltre, quando si valutano strategie di risparmio idrico ed energetico, sia in termini di progettazione, che di esercizio e manutenzione, si dovrebbe considerare l'interazione tra perdite idriche, consumi di energia e emissioni di *greenhouse gases*, denominati nel seguito con GHG (Hendrickson & Horvath, 2014; Kanakoudis, 2014; Puleo et al., 2015). Infatti, se non si considerano queste interazioni si potrebbero commettere degli errori nella valutazione costi-benefici di uno specifico intervento. Se si considera per esempio il controllo attivo delle perdite, questo oltre a ridurre i volumi idrici persi, consente di contenere i consumi di energia elettrica; oppure se si prevede l'uso di fonti di energie rinnovabili, oltre a ridurre il consumo di energia da fonti convenzionali, si riduce la quantità di emissioni GHG.

In questo contesto il progetto ALADIN, finanziato nell'ambito della Linea di Intervento 4.1.1.1. del PO FESR della Regione Sicilia 2007 – 2013 (Figura 1), ha avuto l'obiettivo di sviluppare uno strumento di supporto alle decisioni in grado di discretizzare l'intero sistema idrico integrato allo scopo di identificare ciascun contributo al bilancio idrico e a quello energetico.



Figura 1. Progetto ALADIN – Linea di Intervento 4.1.1.1. del PO FESR della Regione Sicilia 2007 – 2013

Questa suddivisione contribuisce a identificare le aree in cui vi è un maggior consumo di energia e le relative azioni strategiche finalizzate al miglioramento dell'efficienza nella gestione dell'energia e delle perdite idriche. L'individuazione di strategie affidabili richiede un'analisi multi criterio in grado di delineare le possibili azioni e misure di risparmio energetico senza influenzare negativamente i processi e la qualità dell'acqua. In questo articolo si presentano le caratteristiche principali del prototipo sviluppato durante le attività del progetto che ha visto impegnati sia partner universitari che industriali.

2 CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL PROTOTIPO

Il prototipo ALADIN presenta tre diversi strati informativi (operatore, conoscenza di base e monitoraggio) che forniscono gli input al motore del sistema che è costituito da tre moduli (Azioni operative, modello integrato e Sistema di Supporto alle Decisioni - DSS) le cui funzioni sono interconnesse e interdipendenti scambiando dati di ingresso e di uscita (Figura 2). In particolare, dapprima ALADIN riceve i dati di input dalle differenti sorgenti di informazione, questi dati sono quindi usati per valutare i bilanci idrici ed energetici del sistema nella sua interezza o per parti di esso. In secondo luogo sono evidenziati gli impatti delle perdite idriche e delle aliquote di energia relativi a ciascun sottosistema.

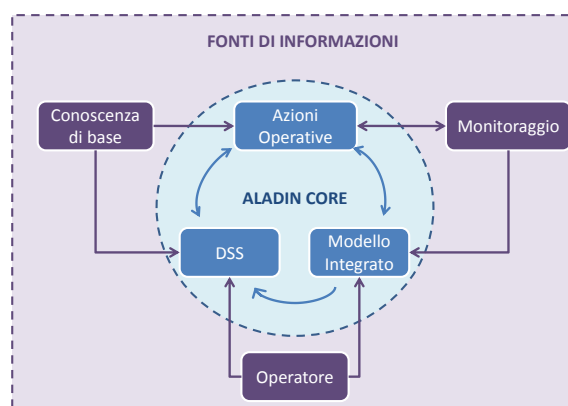


Figura 2. ALADIN core e fonti di informazioni che forniscono gli input ai tre moduli con le rispettive funzioni

2.1 Il modello del sistema idrico integrato

Il sistema idrico integrato all'interno di ALADIN è stato modellato come un insieme di entità. Ciascuna di esse è descritta da diversi attributi che dipendono dalla tipologia selezionata (e.g. pozzi, sorgenti, reti di distribuzione, potabilizzatori). Al fine di tener in considerazione anche gli elementi energivori o di produzione energetica, sono state definite ulteriori entità, ciascuna con i relativi attributi caratteristici (e.g. elettropompe, motori, impianti eolici, impianti fotovoltaici). Quindi è possibile distinguere due differenti tipologie di entità: idriche ed energetiche. Queste ultime possono essere raggruppate per fissata entità idrica o trattate come servizi ausiliari. Gli attributi, come anticipato sopra, possono essere editati dall'operatore, o valutati da ALADIN sulla base di output derivanti da modelli idraulici o da sistemi di monitoraggio.

2.2 Strumento di analisi

Una volta che la definizione dei dati è stata completata, lo strumento integrato di analisi di ALADIN fornisce i bilanci idrici ed energetici così come la prestazione del sistema attraverso indicatori singoli e compositi (JRC, 2008). Il bilancio idrico viene redatto in accordo con il D.M. 99/97 (Decreto Ministeriale, 1997) le cui voci di bilancio possono essere facilmente sovrapposte a quelle proposte dall'IWA (Lambert, 2002). Il bilancio energetico, mantenendo una struttura simile alla precedente, tiene in considerazione sia il consumo che la produzione di energia elettrica. La produzione di energia termica viene altresì messa in evidenza per ciascuna parte del sistema idrico integrato. Gli indicatori di prestazione sono riferiti a diversi aspetti della gestione del servizio idrico: riduzione delle perdite idriche, dei consumi di energia, degli impatti ambientali e dei costi, e anche al miglioramento della qualità del servizio. Il sistema di indicatori è stato definito in accordo con Alegre (2006) e leggermente modificato per gli scopi di ALADIN. Inoltre, nuovi indicatori sono stati inclusi per analizzare altri aspetti come quelli relativi all'exergia del sistema (Hellstrom, 1997; Dincer, 2002). Ad ogni indicatore è stata associata una curva di penalità, definita opportunamente tenendo in considerazione sia il giudizio di esperti che le statistiche raccolte sia a livello nazionale che

internazionale, attraverso la quale è stato possibile determinare la corrispondente prestazione. Tale prestazione è stata adattata al livello di servizio, variando da “nessun servizio” a “servizio ottimo”, con una scala numerica da 0 a 5. La curva è costruita per penalizzare il comportamento più lontano dalle condizioni di servizio ottimo. Al fine di individuare i problemi maggiormente critici per il sistema, per alcuni indicatori ritenuti significativi è stata fissata una soglia di azione. Pertanto in accordo con il valore della prestazione, con gli obiettivi di intervento definiti dall’operatore e tenendo conto di una verifica di fattibilità tecnica, ALADIN guida nella selezione degli interventi migliorativi.

2.3 Interventi migliorativi e scenari

Gli interventi migliorativi integrati all’interno del prototipo si focalizzano maggiormente sugli aspetti relativi alla riduzione delle perdite idriche, dei consumi di energia e delle emissioni GHG. Tuttavia sono presi in considerazione anche aspetti economici e finanziari così come quelli operativi legati alla qualità del servizio. Per ciascun intervento sono definite le caratteristiche tecniche e le possibili influenze sull’efficienza del sistema. L’operatore, attraverso una interfaccia dedicata, ha la possibilità di definire scenari migliorativi combinando diversi interventi, per i quali esperti hanno redatto opportuni fogli di calcolo che restituiscono i valori degli attributi correlati allo specifico intervento. Solo questi attributi saranno editabili dall’operatore.

3 MODELLI IDRAULICI E SISTEMI DI MONITORAGGIO

La complessità del sistema idrico integrato impone l’applicazione di sistemi di monitoraggio e modelli idraulici di simulazione per comprendere al meglio lo stato del sistema nella sua configurazione attuale, e la risposta agli scenari di funzionamento originati dalla combinazione di differenti interventi. La gestione delle perdite idriche attraverso il controllo della pressione, così come l’installazione di turbine per la produzione di energia, necessitano di dati per definirne le caratteristiche ma soprattutto la fattibilità tecnica.

All’interno del prototipo ALADIN, per quanto concerne il monitoraggio è stato integrato il sistema SESAMO, anche esso prodotto in precedenza sempre nell’ambito della Linea di Intervento 4.1.1.1. del PO FESR della Regione Sicilia 2007 – 2013, che, accoppiato con un sistema ICT (*Information and Communication Technology*) basato sul protocollo ECSS (*European Cooperation for Space Standardization*), è in grado di trasferire e immagazzinare dati georiferiti e di gestire diversi profili utente per la condivisione dei dati (La Loggia et al., 2012). Il sistema di monitoraggio SESAMO per l’applicazione relativa al prototipo è stato testato relativamente a sensori distribuiti lungo reti di distribuzione, come quelli relativi alle misure di pressione, portata e volumi idrici (Freni et al., 2014; Puleo et al., 2014; De Marchis & Freni, 2015).

Al fine di consentire l’acquisizione di dati da software di simulazione, ALADIN prevede un sistema di *parsing*, sviluppato come un *plug-in* del sistema principale, in grado di identificare il file di output di specifici software e di estrarre le informazioni in esso contenute utili al modulo di analisi. In questo momento sono stati integrati quattro *parser* rispettivamente per i noti software: EPANET, SWMM, STOAT e WEST.

4 IL SUPPORTO ALLE DECISIONI

Lo strumento di supporto alle decisioni di ALADIN fornisce una classifica degli scenari definiti dall’operatore con riferimento a tutti gli aspetti prestazionali considerati. In particolare, per ciascun aspetto, ALADIN valuta la prestazione globale del sistema combinando in un indicatore composito i rispettivi indicatori di prestazione (JRC, 2008; Fontanazza et al., 2012). Quindi viene effettuato un confronto a coppie tra scenari: lo scenario che ha una prestazione maggiore riceve un punteggio pari a 2, mentre il punteggio è 0 quando la prestazione è uguale o più bassa. Il punteggio finale dello scenario viene calcolato sommando i punteggi relativi a tutti i confronti. Maggiore sarà il punteggio, migliore sarà la prestazione globale dello scenario. Il confronto tra scenari sarà anche possibile attraverso grafici che riportano tutti gli aspetti prestazionali considerati durante l’analisi (Figura 3).

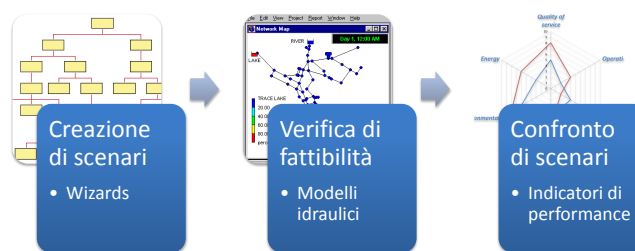


Figura 3. Creazione scenari migliorati, verifica di fattibilità e successivo confronto in termini di prestazione

5 CONCLUSIONI

In questo articolo sono state presentate le caratteristiche principali del prototipo messo a punto durante il progetto ALADIN realizzato grazie al supporto derivante dal finanziamento ottenuto nell'ambito della Linea di Intervento 4.1.1.1. del PO FESR della Regione Sicilia 2007 – 2013. Questo ha avuto come obiettivo quello di sviluppare uno strumento, per i gestori del servizio idrico ma anche per i professionisti e le pubbliche amministrazioni, in grado di migliorare la conoscenza del sistema idrico integrato, o di parte di esso, e di verificare a priori delle soluzioni di efficientamento idrico ed energetico. Il prototipo ALADIN modella al suo interno le componenti del sistema idrico integrato e prevede l'acquisizione di dati (attributi) sia da parte dell'operatore che da sistemi di monitoraggio e software di simulazione idraulica. Lo strumento di analisi insieme con quello di supporto alle decisioni consente di avere un quadro sintetico sullo stato del sistema nella sua configurazione attuale e in quella prevedibile dopo la caratterizzazione di scenari migliorativi. Trattandosi di un prototipo sarà necessario migliorare taluni aspetti relativi all'analisi ma soprattutto quelli che riguardano la gestione dell'interfaccia utente.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Alegre, H. Performance indicators for water supply services, IWA Pub, London, United Kingdom, 2006.
- Colombo, A. F., & Karney, B. W., Energy and costs of leaky pipes: Toward comprehensive picture, *Journal of Water Resources Planning and Management-Asce*, 2002, 128(6), 441-450.
- De Marchis, M., & Freni, G., Pump as turbine implementation in a dynamic numerical model: cost analysis for energy recovery in water distribution network, *Journal of Hydroinformatics*, 2015, 17(3), 347-360.
- Decreto Ministeriale 8 gennaio 1997, n. 99 Regolamento sui criteri e sul metodo in base ai quali valutare le perdite degli acquedotti e delle fognature, Ministero dei Lavori Pubblici, 1997.
- Dincer, I. The role of exergy in energy policy making. *Energy Policy*, 2002, 30(2), 137-149.
- Fontanazza, C., Freni, G., La Loggia, G., Notaro, V., & Puleo, V., A composite indicator for water meter replacement in an urban distribution network, *Urban Water Journal*, 2012, 9(6), 419-428.
- Freni, G., De Marchis, M., & Napoli, E., Implementation of pressure reduction valves in a dynamic water distribution numerical model to control the inequality in water supply, *Journal of Hydroinformatics*, 2014, 16(1), 207-217.
- Hellstrom, D. An exergy analysis for a wastewater treatment plant - An estimation of the consumption of physical resources, *Water Environment Research*, 1997, 69(1), 44-51.
- Hendrickson, T. P., & Horvath, A., A perspective on cost-effectiveness of greenhouse gas reduction solutions in water distribution systems, *Environmental Research Letters*, 2014, 9(2), 10.
- JRC Joint Research Centre Handbook on constructing composite indicators: Methodology and User guide, OECD publishing, Paris, France, 2008.
- Kanakoudis, V. Three alternative ways to allocate the cost of the CF produced in a water supply and distribution system, *Desalination and Water Treatment*, 2014, 54(8), 2212-2222.
- La Loggia, G., Arnone, E., Ciraolo, G., Maltese, A., Noto, L., & Pernice, U., An integrated information system for the acquisition, management and sharing of environmental data aimed to decision making, *Proceedings of the Remote Sensing for Agriculture, Ecosystems, and Hydrology XIV*, Edinburgh, United Kingdom, 2012.
- Lambert, A. O. International report: Water losses management and techniques, *Water Science and Technology: Water Supply*, 2002, 2, 1-20.
- Plappally, A. K., & Lienhard V, J. H., Energy requirements for water production, treatment, end use, reclamation, and disposal, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 2012, 16(7), 4818-4848.
- Puleo, V., Fontanazza, C. M., Notaro, V., De Marchis, M., Freni, G., & La Loggia, G., Pumps as turbines (PATs) in water distribution networks affected by intermittent service, *Journal of Hydroinformatics*, 2014, 16(2), 259-271.
- Puleo, V., Sambito, M., & Freni, G., An environmental analysis of the effect of energy saving, production and recovery measures on water supply systems under scarcity conditions. *Energies*, 2015, 8(6), 5937-5951.
- van Zyl, J., Savic, D., & Walters, G., Operational optimization of water distribution systems using a hybrid genetic algorithm, *Journal of Water Resources Planning and Management-Asce*, 2004, 130(2), 160-170.

UN CRITERIO PER LA RIABILITAZIONE DI RETI DI DISTRIBUZIONE IDRICA

Carla Tricarico¹, Giovanni de Marinis¹, Rudy Gargano¹ & Francesco Granata¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, Università di Cassino e del Lazio Meridionale, via Di Biasio 43, 03043 Cassino (FR), Italy.

ASPETTI CHIAVE

- I problemi di riabilitazione di sistemi idrici sono sempre stati caratterizzati da un trade-off tra l'affidabilità del sistema e la minimizzazione dei costi.
- Lo schema esistente della rete, portato in conto tra le variabili decisionali, permette di ottenere soluzioni più affidabili e con costi di riabilitazione minori.
- Un incremento nel numero di maglie, attraverso l'aggiunta di pochi nuovi tratti, potrebbe comportare significativi risparmi nei costi totali di riabilitazione pur tuttavia garantendo una maggiore affidabilità.

1 INTRODUZIONE

I problemi di riabilitazione di sistemi idrici solitamente affidano la scelta della soluzione ottimale sia in termini economici sia affidabilistici alla possibilità di sostituire/raddoppiare componenti già esistenti nel sistema, quali i diametri delle condotte, gli impianti di sollevamento, oppure il volume dei serbatoi, etc. (e.g. *Kapelan et al.*, 2006; *Giustolisi et al.*, 2007; *Arena et al.*, 2010). L'aggiunta di nuove componenti – come ad esempio l'inserimento di nuove tubazioni in riferimento allo schema topologico – viene in genere considerata quale opzione per il progetto di nuove zone di espansione (e.g. *Halhal et al.*, 1997) e non quale possibile variabile decisionale per problemi di riabilitazione. Tuttavia, il considerare lo schema topologico della rete non un dato di input ma una variabile del problema anche in un progetto di riabilitazione di un sistema esistente, può condurre all'individuazione di soluzioni non solo maggiormente valide da un punto di vista tecnico, ma anche più affidabili con un impiego di risorse economiche minori (e.g. *Tricarico et al.*, 2014).

In tale lavoro si propone pertanto un criterio di riabilitazione che, portando in conto tra le variabili decisionali lo schema topologico della rete, considera quali obiettivi la minimizzazione dei costi totali di riabilitazione e la minimizzazione del rischio di non soddisfare adeguatamente la richiesta di portata da parte dell'utenza, valutando le configurazioni ottimali anche in funzione della probabilità di rottura di una condotta.

2 METODOLOGIA

Gli obiettivi considerati sono (1) la minimizzazione dei costi strutturali di riabilitazione C_{TOT} - somma dei costi strutturali C_{ST} e dei mancati introiti C_{LR} e (2) la minimizzazione del rischio della rete (K_{Net}) di mancato soddisfacimento della richiesta idrica dell'utenza – Economic Level of Risk (ELR) (*Tricarico et al.*, 2014) considerato, in questo particolare studio, come il massimo dei rischi stimati ad ogni nodo della rete (K_i), quest'ultimo fornito dalla (1).

$$K_i = (1 - R_i) \left[\frac{\sum_{s=1}^{N_s} Q_{REQi,s} - \sum_{s=1}^{N_s} Q_{DELi,s}}{\sum_{s=1}^{N_s} Q_{REQi,s}} \right] \quad \forall i \in \{1, \dots, N_n\} \quad (1)$$

dove Q_{REQi} and Q_{DELi} sono rispettivamente la portata richiesta e erogata all'utenza posta nell'i-mo nodo; N_n è il numero di nodi nella rete e N_s rappresenta il numero di campioni generati attraverso l'approccio probabilistico utilizzato per portare in conto la natura aleatoria della portata.

Il primo termine della (1) rappresenta la probabilità di fallanza, dove R_i è l'affidabilità idraulica del

sistema stimata in funzione dei volumi idrici effettivamente serviti all'utenza in funzione del carico disponibile.

Al fine di confrontare i mancati introiti con i costi strutturali, i C_{LR} sono stati attualizzati (C'_{LR}) con riferimento ad una proiezione temporale di n anni rappresentante la vita utile dell'intervento di ottimizzazione:

$$C'_{LR} = C_{LR} \cdot [1 + (1+i)^{-n}] / i \quad (5)$$

dove i è il tasso di interesse.

Le sopra descritte funzioni obiettivo sono vincolate dalle seguenti equazioni idrauliche:

$$\sum_{j=1}^{N_{j,i}} q_j - Q_{DELi} = 0 \quad (i=1, \dots, N_n) \quad (6)$$

$$H_{j,u} - H_{j,d} = r_j \cdot q_j^\varepsilon \quad (j=1, \dots, N_l) \quad (7)$$

e soggette alle variabili decisionali:

$$D_k \in D \quad (k=1, \dots, N_d) \quad (8)$$

dove q_j è la portata defluente nella j -sima condotta; $H_{j,u}$ è il carico al nodo di monte della j -sima condotta; $H_{j,d}$ è il carico al nodo di valle della j -sima condotta; con riferimento al tratto j -simo, r_j e ε sono rispettivamente il coefficiente e l'esponente della formula di resistenza; $N_{j,i}$ è il numero di condotte connesse all' i -simo nodo della rete; N_l è il numero complessivo di tratti della rete. D_k è il valore della k -sima variabile decisionale discreta; D è il set discreto delle possibili opzioni di riabilitazione; N_d è il numero delle variabili decisionali.

Le possibili opzioni di riabilitazione prese in considerazione in tale lavoro hanno riguardato la possibilità non solo di cambiare i diametri delle condotte esistenti ma anche di poter aggiungere tratti di condotte non esistenti attualmente nel sistema e tecnicamente possibili.

Al fine di portare in conto anche l'affidabilità meccanica dei link del sistema topologico, si è introdotta nell'algoritmo la possibilità di chiudere condotte esistenti in maniera random in modo da simulare la rottura di un tronco.

La metodologia qui proposta è stata applicata considerando quali variabili decisionali i soli diametri delle tubazioni, tuttavia si presta ad essere applicata anche considerando altre variabili decisionali quali valvole di regolazione, componenti elettromeccaniche, etc.

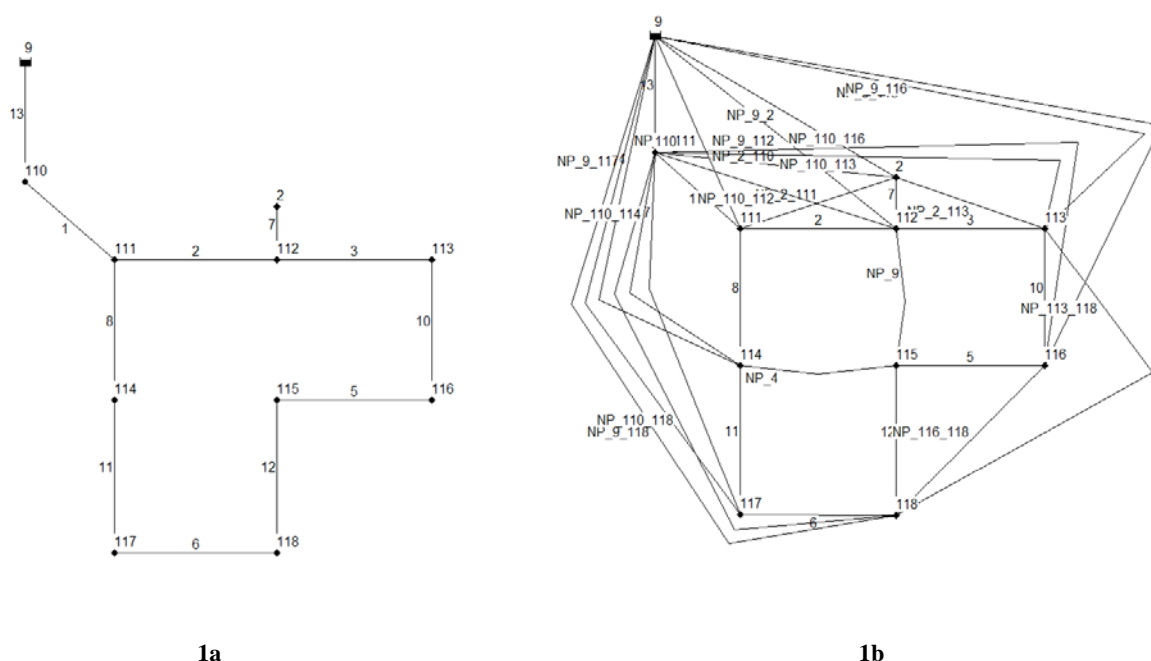
L'ottimizzazione è stata effettuata per mezzo dell'algoritmo genetico *rnNSGAI* (Morley, 2008) mentre il comportamento idraulico del sistema è stato modellato attraverso un simulatore pressure driven e in particolare EPANETpdd (Morley & Tricarico, 2008).

Diverse simulazioni con l'algoritmo *rnNSGAI* sono state effettuate variando i valori della popolazione iniziale dell'algoritmo genetico (i.e. diversi valori della random seed), generando 20 campioni di domanda con il metodo dell'Ipercubo Latino e considerando una età minima del cromosoma di 20 generazioni. In tutte le simulazioni, si è considerata una popolazione di 100 cromosomi e l'algoritmo si è arrestato dopo 1000 generazioni. Le soluzioni trovate, al fine di stimare l'effettivo valore di rischio, sono successivamente verificate in post-processing generando 100.000 campioni di domanda ai nodi con il metodo Monte Carlo. La stima del mancato introito, C_{LR} , è stata effettuata – a titolo di esempio - considerando un costo unitario dell'acqua di 1€/m³ e, al fine di confrontare tali costi con quelli prettamente strutturali, si è considerata una durata dell'opera di 50 anni e un tasso di interesse del 3.2%. Quale studio preliminare, si è considerata la probabilità di chiusura di una tubazione, i.e. rottura, pari al 30% dei tratti complessivi mantenendo tale valore costante a prescindere dalle caratteristiche delle tubazioni stesse.

3 CASE STUDY E ANALISI DEI RISULTATI

Il criterio di ottimizzazione prima descritto è stato applicato ad una semplice rete, chiamata rete A, caratterizzata da 1 maglia, 11 condotte, 10 nodi e un serbatoio (Figura 1a). Il carico al serbatoio è stato assunto costante e pari a 280m e per le caratteristiche di input del modello si rimanda a Tricarico et al., 2014. La semplicità della rete in esame fa sì che essa si presti ad una efficace comprensione dell'importanza dello schema topologico quale variabile decisionale in un problema di riabilitazione.

Il problema di riabilitazione è stato risolto considerando quali variabili decisionali non solo la possibilità di raddoppiare condotte esistenti, ma anche di poter aggiungere nuove condotte tra nodi scegliendo tra una gamma di possibili diametri riportata in tabella 1. Tutte le possibili nuove connessioni tra nodi, non presenti nello schema originario, sono state assegnate quali variabili decisionali prima del processo di ottimizzazione (Figura 1b – Rete A-AC). Naturalmente, da un punto di vista ingegneristico, è compito del progettista individuare appropriatamente le nuove connessioni tecnicamente possibili.



014.

Figura 1. Configurazioni rete A (1a) e rete A-AC (1b)

DN	75	90	110	125	140	160	180	200	250	280	315	355	400	450	500	630	710	800
D[mm]	66	79.2	96.8	110.2	123.4	141	158.6	176.2	220.4	246.8	277.6	312.8	352.6	396.6	440.6	555.2	625.8	705.2
C [€/m]	100	105	118	123	133	141	150	163	194	212	241	269	303	345	407	562	707	852

Tabella 1. Diametri per il raddoppio, la sostituzione o l'inserimento di una nuova tubazione in rete e i relativi costi assunti nelle analisi.

Il Pareto Front risultante è riportato in Figura 2 (A-AC). Come atteso, all'aumentare dei costi totali di riabilitazione, il rischio di fallire nel soddisfacimento della domanda decresce. La soluzione cerchiata nel Pareto Front rappresenta l'ELR (Economic Level of Risk) che può essere considerata quale soluzione ottimale nella riabilitazione del sistema o quale valore soglia per il progettista che può ricercare la soluzione da adottare tra quelle caratterizzate da un minor rischio dell'ELR.

A titolo di confronto, si riporta in Figura 2 anche il Fronte di Pareto ottenuto analizzando la stessa rete ma considerando – come solitamente in letteratura – lo schema topologico esistente come dato di input non modificabile se non attraverso il solo raddoppio delle componenti esistenti (A). Dal confronto dei Pareto Front si evince che nel considerare la variazione dello schema topologico si ottengono soluzioni dominanti

in termini di costo e rischio. Tale differenza è ancora più evidente per bassi valori del rischio (i.e. $K_{Net} \leq 0.04$). A titolo di esempio si riportano in Tabella 2 le soluzioni individuate con un quadrato in Figura 2 a confronto tra i due Fronti di Pareto per un valore di rischio pressoché uguale.

Il Pareto Front A-AC è caratterizzato da configurazioni a differente numero di maglie a seconda del valore di rischio. Anche se, come ovvio, incrementando il numero di maglie nella rete si riduce il rischio di mancato soddisfacimento della domanda, le soluzioni ottenute non presentano configurazioni con più di tre maglie. Questo risultato pone in evidenza che per il sistema in esame, superate le tre maglie, un incremento del numero di condotte, o di maglie, non corrisponde ad un incremento di efficienza del sistema. Da un lato l'incremento nel numero di maglie comporta una maggiore affidabilità, dall'altro i risultati ottenuti evidenziano che è economicamente conveniente individuare una "soglia" nella ridondanza del sistema al fine di ottenere configurazioni più affidabili e al contempo meno costose.

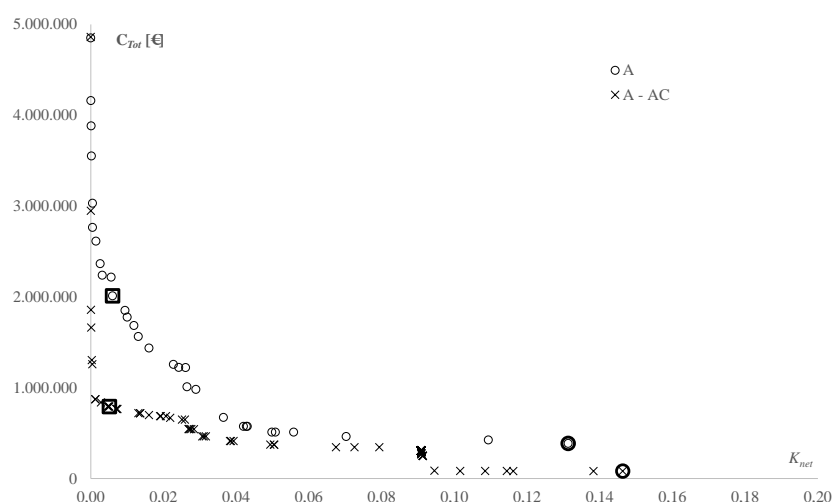


Figura 2. Fronti di Pareto delle configurazioni A e A-AC

	K_{Net}	C_{Tot} [€]
Rete A (1 maglia)	0,006	2.010.980
Rete A-AC (3 maglie)	0,005	792.317

Tabella 2. Analisi dei costi tra le soluzioni dei Fronti di Pareto A e A – AC per uno stesso valore di rischio.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Arena, C., Fortunato, A. & Mazzola, M.R. (2010) "Planning Rehabilitation Actions on Water Distribution Networks in Condition of Data Scarcity", ASCE, Proceeding of 12th International Water Distribution Systems Analysis conference, 12-15 September 2010, Tucson, AZ, USA
- Giustolisi, O., Kapelan, Z. & Savić, D.A. (2007) "A simulation model for detecting topological changes in a water distribution network", ASCE, World Environmental and Water Resources Congress 2007: Restoring Our Natural Habitat, Tampa, Florida United States, May 15-19, 2007 ISBN 9780784409275
- Halhal, D., Walters, G.A., Ouazar, D. & Savić, D. (1997) "Water Network Rehabilitation with Structured Messy Genetic Algorithm", Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE 123(3), pp137-146.
- Kapelan, Z., Savić, D., Walters, G. A. & Babayan, A. (2006) "Risk and Robustness based Solutions to a Multiobjective Water Distribution System Rehabilitation Problem under Uncertainty", Water Science and Technology 53(1), pp61-75.
- Morley, M.S. (2008) A Framework for Evolutionary Optimization Applications in Water Distribution Systems, PhD Thesis, Centre for Water Systems, University of Exeter, UK. 278pp.
- Morley, M.S. & Tricarico, C. (2008) Pressure Driven Demand Extension for EPANET (EPANETpdd) – Technical Report 2008-02, Centre for Water Systems, University of Exeter, UK. 10pp.
- Tricarico, C., Morley, M.S., Gargano, R., Kapelan, Z., de Marinis, G., & Savić, D.A. The influence of the existing network layout on water distribution system redesign analysis 2014, Journal of Hydroinformatics, 16(6), pp 1375-1389.

ANALISI MULTICRITERI PER LA DEFINIZIONE DEL TRACCIATO DI UNA CONDOTTA ADDUTTRICE

Luciano Soldini¹, Giovanna Darvini¹, Alessandro Mancinelli¹ & Sara Palmieri¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Architettura, Università Politecnica delle Marche, Ancona – l.soldini@univpm.it

ASPETTI CHIAVE

- La memoria presenta un caso di studio relativo all'applicazione dell'analisi multicriteri per la definizione del nuovo tracciato della condotta adduttrice dell'acquedotto del Pescara d'Arquata.
- Le tre alternative progettuali sono valutate con la combinazione dei metodi AHP e PROMETHEE II permettendo l'ordinamento delle proposte in base a criteri progettuali classificati gerarchicamente.
- La metodologia rappresenta uno strumento efficace per la valutazione delle alternative progettuali in sede di studio di fattibilità o di procedure di valutazione.

1 INTRODUZIONE

La definizione del tracciato di una condotta adduttrice è un problema complesso che coinvolge diversi elementi di carattere tecnico, economico, ambientale e sociale, i quali hanno spesso interessi contrastanti. Si pensi, ad esempio, al problema rappresentato dalla presenza di un'area di pregio ambientale lungo un percorso caratterizzato dalla migliore accessibilità o come il fattore economico possa influenzare la scelta del tracciato. Non si deve dimenticare inoltre la maggiore sensibilità della società nel suo complesso rispetto all'impatto della realizzazione delle opere infrastrutturali di tipo idraulico, viario ed elettrico nei confronti della vita delle persone e dell'ambiente.

Un moderno approccio allo studio di questi problemi può essere rappresentato dai metodi di analisi multicriteri (MCDA), i quali supportano il processo decisionale nella fase di organizzazione e sintesi di informazioni complesse e spesso di natura eterogenea. Tale metodologia permette al decisore di analizzare e valutare diverse alternative, in modo trasparente, tenendo in considerazione interessi conflittuali, con rigore analitico e monitorandone l'impatto sui differenti attori del processo di decisione. Tra i metodi MCDA più utilizzati si può far riferimento a: Analitical Hierarchy Process (AHP), Multi-Attribute Global Inference of Quality (MAGIQ), Goal Programming, ELECTRE (Outranking), PROMETHÉE (Outranking), Data Envelopment Analysis, The Evidential Reasoning Approach, Dominance-based Rough Set Approach (DRSA), Aggregated Indices Randomization Method (AIRM). Un'analisi dello stato dell'arte sulla metodologia MCDA può essere trovata in *Figueira et al.* (2005).

I metodi MCDA possono essere applicati a diversi campi della scienza e della tecnologia, quali la finanza, la pianificazione, le telecomunicazioni, l'energia e l'ecologia. Nel tempo questa tecnica di analisi delle decisioni ha avuto diverse applicazioni anche nel campo della gestione delle risorse idriche (*Hajkowicz & Collins*, 2007; *Tlili & Nafi*, 2012; *Fontana & Morais*, 2013). Nel campo delle applicazioni MCDA alle infrastrutture idrauliche, *Rahman et al.* (2015) hanno applicato l'analisi multicriteri allo studio della miglior soluzione per la ricostruzione della via navigabile sul fiume Ilmenau, tributario dell'Elba, in Germania. Recentemente *Kessili & Benmamar* (2016) hanno sviluppato una metodologia per la definizione delle priorità di intervento nei progetti di riqualificazione delle reti di drenaggio.

Nella presente memoria viene mostrato un caso di applicazione dei metodi AHP e PROMETHÉE alla definizione del tracciato ottimale della nuova condotta adduttrice dell'acquedotto di Pescara d'Arquata in provincia di Ascoli Piceno, nelle Marche. Nelle sezioni successive vengono presentati l'opera oggetto dello studio, la metodologia utilizzata per l'analisi multicriteri, i risultati dell'applicazione e le conclusioni dell'studio, rispettivamente.

2 L'ACQUEDOTTO DI PESCARA D'ARQUATA (AP)

L'acquedotto del "Pescara" è un complesso sistema di manufatti e condotte che alimenta la rete idropotabile di Ascoli Piceno e di tutta la bassa valle del Tronto e che opera in connessione con l'acquedotto

dei “Sibillini”. Tale opera, essendo stata inaugurata nel 1955, ha più di 60 anni di storia ed ha rappresentato una significativa impresa dal punto di vista ingegneristico se rapportata al contesto storico. L’acquedotto, pur essendo stato oggetto di diversi e continui interventi di ristrutturazione ed adeguamento, presenta alcune criticità che devono essere analizzate considerando che queste opere di ingegneria vengono di norma progettate per una vita utile di circa 50 anni.

La struttura fondamentale del sistema di adduzione è rappresentata dal partitore di Colle Forno da cui si diramano due condotte principali, una in direzione NE che attraversa i territori di Tallacano, Piandelloro, Marese e alimenta il partitore Ascensione sull’omonimo monte ed una in direzione SE che attraversa i territori di Novele, Acquasanta Terme, Cervara, Monte Corno e alimenta il partitore di Monte Rosara (vedi Figura 1a). La condotta dell’Ascensione ha diametro nominale di 650mm ed è interessata da una portata di circa 550-600l/s, mentre la condotta di Monte Rosara ha principalmente diametro nominale di 225mm per una portata non superiore a 50l/s. I materiali utilizzati sono il calcestruzzo, l’acciaio ed il fibrocemento.

Il tracciato Colleferno – Monte dell’Ascensione è caratterizzato da un’orografia particolarmente complessa, che comporta la presenza di sette gallerie della lunghezza complessiva di circa 4000m e di sei manufatti di attraversamenti per garantire il corretto funzionamento idraulico della condotta. Tale condotta presenta diversi problemi i) di carattere strutturale per la presenza di molti tratti realizzati in calcestruzzo, ii) di carattere manutentivo per la presenza di numerose gallerie con problemi statici e iii) di carattere logistico per la quasi impossibilità di raggiungere la condotta in alcuni periodi dell’anno a causa sia della mancanza di strade di accesso che della impervietà dei luoghi.

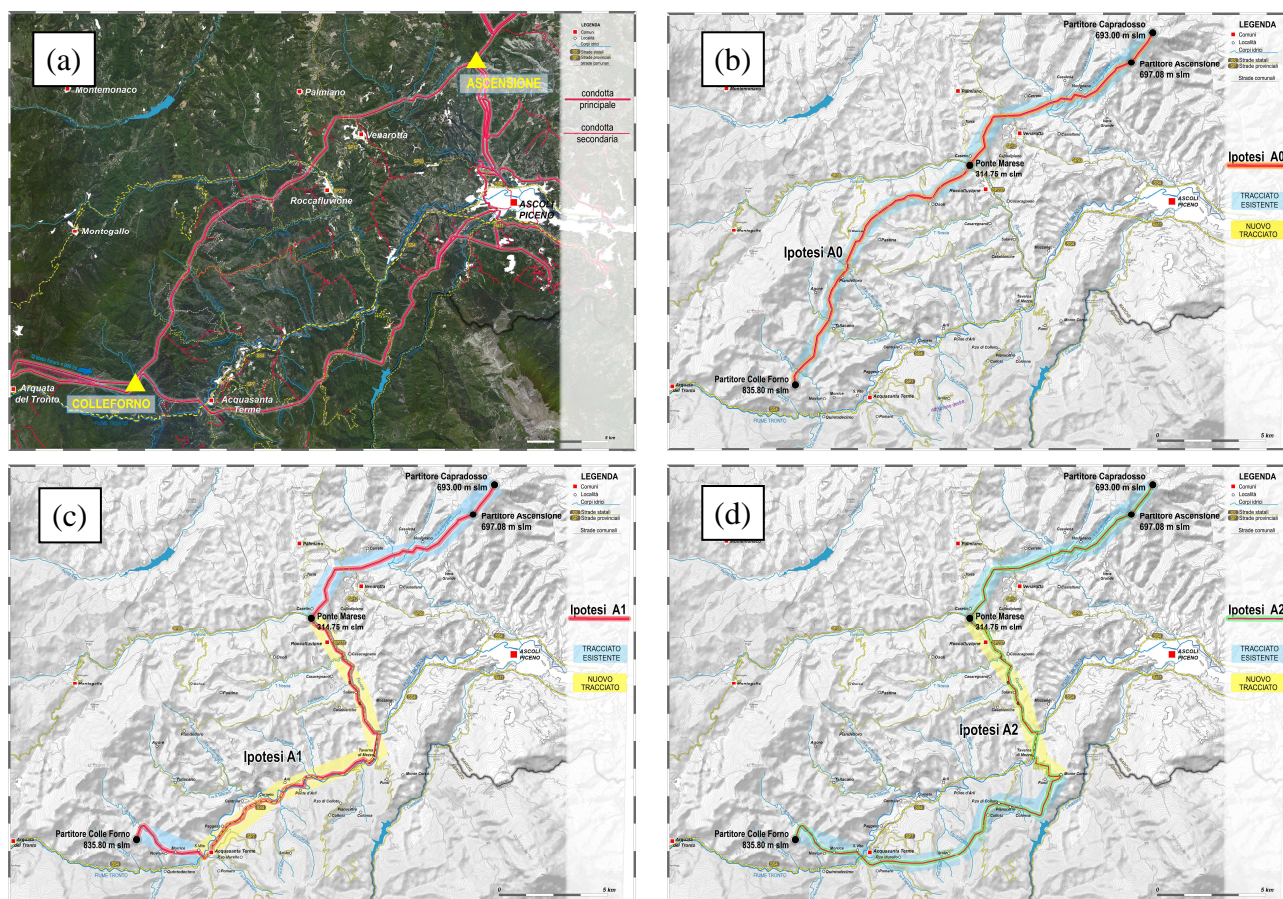


Figura 1. Schema dell’acquedotto di Pescara d’Arquata e delle ipotesi di variante di tracciato: (a) stato attuale; (b) ipotesi A0 rifacimento della condotta sul tracciato attuale; (c) ipotesi A1 nuovo tracciato di fondovalle; (d) ipotesi A2 massimo utilizzo dei tracciati esistenti.

Sulla base di questo quadro, in accordo con le esigenze di gestione e programmazione della rete da parte del gestore della rete, sono state individuate due ipotesi di variante di tracciato che fossero in grado di eliminare i limiti logistico-strutturali del tracciato attuale. Il quadro delle alternative progettuali analizzato è

il seguente:

1. ipotesi A1, detta di “fondovalle”, prevede di costruire una nuova condotta per circa 18,5km in affiancamento alla viabilità principale per poi ricongiungersi al tracciato esistente a valle del tratto interessato dalle criticità; le condotte esistenti continuerebbero a svolgere solo il servizio per i centri minori (vedi Figura 1c);
2. ipotesi A2, detta di “massimo utilizzo dei tracciati esistenti”, prevede di spostare il flusso idrico principale sulla condotta del partitore di Monte Rosara fino alla zona di Monte Corno per poi realizzare una nuova condotta di 10km circa lungo la valle del torrente Fluvione fino a ricongiungersi al tracciato esistente come per l’ipotesi A1 (vedi Figura 1d);
3. ipotesi A0 prevede il rifacimento della condotta lungo il tracciato attuale nel tratto Colle Forno – Ponte Marese (vedi Figura 1b).

3 VALUTAZIONE DELLE ALTERNATIVE DI TRACCIATO MEDIANTE AHP E PROMETHEE

L’analisi multicriteri per l’individuazione della miglior alternativa progettuale per il nuovo tracciato della condotta adduttrice è stata condotta in due fasi. Nella prima fase è stato utilizzato il metodo AHP (Saaty, 1980) per classificare gerarchicamente i diversi criteri tecnico-economico-sociali-ambientali che sono interessati nella scelta del tracciato ottimale. Sono stati individuati nel complesso 23 criteri, raggruppati a loro volta in sei categorie principali con lo scopo di differenziare i diversi ambiti in cui i criteri esercitano delle pressioni o delle opportunità. La struttura gerarchica dei criteri è riportata in Figura 2.

Ad ogni livello della gerarchia, mediante la tecnica del confronto a coppie con la scala dell’importanza di Saaty, sono stati calcolati i pesi con cui valutare la priorità di un criterio rispetto ad un altro. L’analisi dei risultati mostra che le categorie “regime dei vincoli”, “prestazioni tecniche”, “costi” e “tracciato” sono tra loro bilanciate con un peso che varia dal 22.8% (vincoli) al 18.1 (tracciato), mentre le categorie “cantiere” e “ambiente” sono meno prioritarie in quanto temporanei con pesi rispettivamente del 5,5% e del 7%. Applicando la stessa procedura della matrice dei confronti a coppie ai criteri di ogni categoria, è stato possibile ordinare i 23 criteri in base al loro peso percentuale.

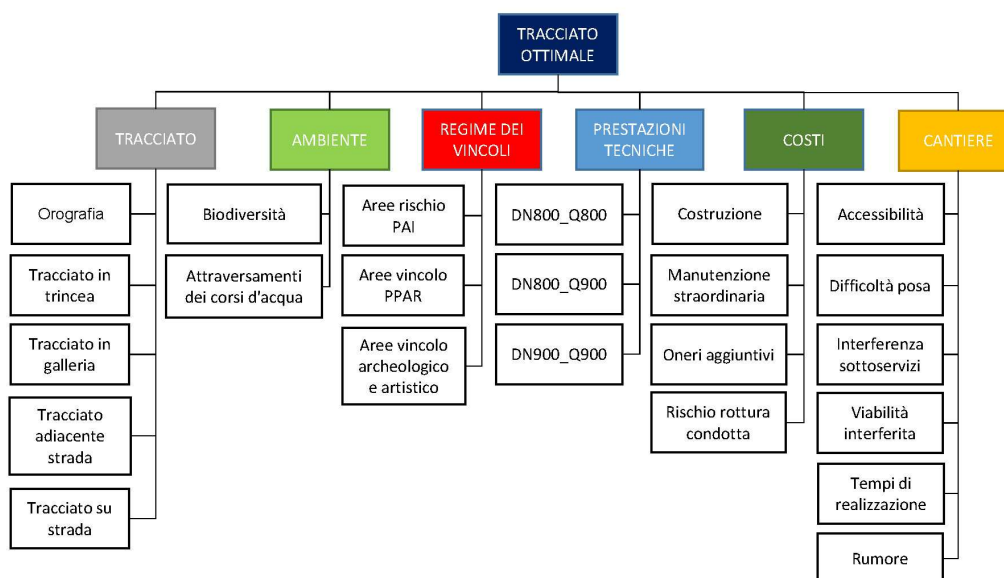


Figura 2. Struttura gerarchica dei criteri per la scelta della migliore alternativa progettuale.

Nella seconda fase è stato applicato il metodo PROMETHÉE (Preference Ranking Organization Method for Enrichment Evaluations), sviluppato da Brans *et al.* (1986), che restituisce un ordinamento completo tra le alternative progettuali, mediante il calcolo di un indice numerico, detto flusso, che valuta la dominanza di un’alternativa rispetto ad un’altra. PROMETHEE è un metodo di surclassamento (outranking) con il quale, per il generico criterio C_k , una volta stabilito un metodo di valutazione delle alternative, si calcola la

differenza $d_{C_k}(a_i, a_j)$ tra l'alternativa a_i e quella a_j e si costruisce la matrice del confronto a coppie delle alternative rispetto al criterio. Per rendere confrontabili i dati di valutazione di ogni singolo criterio si introduce la funzione di preferenza $P_{C_k}(d_{C_k}(a_i, a_j))$ sulla base della quale valori e giudizi delle matrici dei confronti delle alternative vengono normalizzati (Figueira et al., 2005). In questo modo è possibile costruire la matrice finale di preferenza complessiva tra le diverse alternative. Tale matrice è una matrice quadrata con diagonale principale nulla il cui generico elemento è calcolato con la formula:

$$\sum_{k=1}^n P_{C_k}(d_{C_k}(a_i, a_j)) \cdot w_k \quad i, j = 1, \dots, m \quad (1)$$

in cui m è il numero delle alternative a_i da confrontare, n il numero dei C_k criteri selezionati e w_k il peso assegnato ad ogni singolo criterio (vedi Tabella 1). Da questa matrice si possono calcolare i flussi multicriteriali di preferenza delle alternative mediante le formule:

$$\varphi^+(a_i) = \frac{1}{m-1} \sum_{i \neq j} P_{i, C_k}(d_{C_k}(a_i, a_j)) \cdot w_k \quad \varphi^-(a_i) = \frac{1}{m-1} \sum_{i \neq j} P_{i, C_k}(d_{C_k}(a_j, a_i)) \cdot w_k \quad (2)$$

in cui $\varphi^+(a_i)$ è il flusso positivo e misura quanto l'alternativa a_i è preferibile alle altre $(m-1)$. Specularmente $\varphi^-(a_i)$ è la misura dei “punti di debolezza” dell'alternativa a_i . La differenza tra i due flussi, $\varphi(a_i)$, è il flusso netto che aggrega in un unico punteggio i “punti di forza” e “di debolezza” dell'alternativa. Nel calcolo dei flussi per il caso delle alternative di tracciato dell'acquedotto del Pescara d'Arquata sono stati applicati i pesi w_k dei criteri ricavati dall'analisi AHP. I risultati dell'applicazione del metodo PROMETHÉE sono riportati in Tabella 1.

P _i (d)	A0	A1	A2	ϕ ⁺ (a _i)
A0	0.0000	0.3734	0.2921	0.3328
A1	0.3500	0.0000	0.1697	0.2599
A2	0.3113	0.2004	0.0000	0.2558
ϕ ⁻ (a _i)	0.3306	0.2869	0.2309	
ϕ(a _i)	0.0021	-0.0270	0.0249	

Tabella 1. Matrice di preferenza complessiva e flussi multicriteriali di preferenza tra le alternative.

L'alternativa A2 presenta il valore positivo maggiore risultando quindi la soluzione da preferire, mentre la soluzione A1 risulta quella da scartare. Maggiori approfondimenti saranno mostrati in sede di Convegno.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Brans, J.P., Vincke, Ph. & Mareschal, B. How to select and how to rank projects: The Promethee method, Eur. J. Op. Res., 24(2), 228–238, 1986.
- Figueira, J., Greco, S. & Ehrgott, M., Eds. Multiple Criteria Decision Analysis: State of the Art Surveys, International Series in Operations Research and Management Science, vol. 78, Springer-Verlag, Boston, MA, 2005.
- Fontana, M.E. & Morais, D.C. Using Promethee V to select alternatives so as to rehabilitate water supply with detected leaks. Water Resour. Manag. 27, 4021–4037, 2013.
- Hajkowicz, S. & Collins, K A review of multiple criteria analysis for water resources planning and management, Water Resour. Manag. 21, 1553–1566, 2007.
- Kessili, A. & Benmamar, S. Prioritizing sewer rehabilitation projects using AHP-PROMETHEE II ranking method, Water Sc. & Tech., 73(2), 283-291, 2016.
- Rahman, M.A., Jaumann, L., Lerche, N., Renatus, F., Buchs, A.K., Gade, R., Geldermann, J., & Sauter, M. Selection of the best inland waterway structure: a multicriteria decision analysis approach, Water Resour. Manag., 29(8), 2733-2749, 2015.
- Saaty, T.L. The analytical hierarchy process. McGraw-Hill, New York, 1980.
- Tlili, Y., Nafi, A. A practical decision scheme for the prioritization of water pipe replacement, Water Sc. & Tech.: Water Supply, 12 (6), pp. 895-917, 2012.

OPTIMIZATION OF THE MANAGEMENT OF A WATER DISTRIBUTION SYSTEM: AN INTEGRATING MODELING APPROACH

Marianna D'Ercole ¹, Maurizio Righetti ¹, Rita Maria Ugarelli ², Luigi Berardi ³ & Paolo Bertola ⁴

(1) Faculty of Science and Technologies, Free University of Bozen; (2) SINTEF Bygghforsk SINTEF Building and Infrastructure, Trondheim, Norway; (3) Department of Civil Engineering and Architecture, Technical University of Bari; (4) Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering, University of Trento

KEY POINTS

- Integrated model for the analysis of the behavior of a water distribution system and the evaluation of its environmental impacts.
- Optimization of management sustainability of the water distribution system
- WDNNet XL & Dynamic Metabolism Model

1 INTRODUCTION

Many factors like aging of infrastructure, population growth, increasing of urbanization but also the more recent factors of climate change and environmental pollution make more complex the management of many existing urban water distribution. One of the main problem is represented by the increasing of water losses and, consequently, the loss of energy (and cost of energy) spent for pumping, treating and conveying that water (Barry J. A., 2007). In this way, the management of water resources could result inefficient, increasing the risk of supply insufficient quantity of water of inadequate quality to users.

Therefore, it is required, according with the Directive 2000/60/EC of the European Parliament and of the Council of 23 October 2000, an integrated water cycle management that take into account efficiency, effectiveness and economic criteria. Effectiveness requires providing a specified amount of water with sufficient pressure, and efficiency means doing it at the lowest cost (Giustolisi O. et al., 2013).

There is then a necessity to develop methodologies and tools to support efficiency and safety of water distribution system (WDS).

The memory presents the ongoing research of a more comprehensive project, which aims at coupling the advanced hydraulic analysis of a WDS with the resources input-output analysis of the water supply system. The main objective of such research is provide methodologies and tools for the optimization of the performance of the WDSs, in terms of water saving and reduction of energy consumption and consequently environmental impacts.

1.1 The importance of considering water and energy losses: the relationship

The possible connections (nexus) between water and energy are vast and ever changing, but the knowledge of these links in both the production and consumption of water is necessary for optimizing the impact of using these resources (Kenway S., 2013). The Alliance to Save Energy coined the term “Watergy” to describe the strong link between water and energy in municipal water systems (Barry J. A., 2007).

Due to increasing electricity prices, in the last decades, water utilities have shown growing attention to energy recovery and saving by searching for optimal solutions for energy management in integrated water systems. Each solution is linked to water system characteristics and, in particular, to the resources availability and quality, to the network topology, to the area topography and to the treatments plants. Each component of the integrated water system contributes differently to the energy balance and some procedures are currently available for identifying the best energetic configuration.

In the WDSs, the large part of the total operational cost is represented by pumping energy cost, which is also magnified by every liter of water lost to leaks before reaching the consumer. Water lost includes not only the value of water as limited resource but also the added value for the treatments to make water drinkable, then the expenses of treatment chemicals, the cost of running the distribution service and also social impact of leakages which might prevent for providing sufficient supply service to customers. The presence of water losses also contributes to unnecessary capacity expansion, to the acceleration of infrastructure deterioration that means more risk of new leaks and then loss of energy related to increasing

leaks, creating in this sense a vicious cycle. In addition, the energy wasted in leaks involves an environmental burden related to many impacts associated with energy production and consumption, including greenhouse gas (GHG) emissions, acid rain and resource depletion (Colombo, A. & Karney, B., 2002). Therefore, even a small increase in overall operational efficiency may result in significant savings to the water industries.

2 DEVELOPMENT OF AN INTEGRATED MODEL

The purpose of this research is the developing of an integrated tool to simulate the real behavior of a water distribution system considering also the various flows of water, energy, materials, costs and chemical components involved to optimize the sustainable WDS management. The term of “*metabolism*” has been applied outside the biology discipline to refer to these flows and conversion processes of material and energy that occur in the urban or industrial system because of the development and operation of the system: it is normally used the metaphor which considers the systems literally as organism (Decker *et al.*, 2000; Newman, P. W. G., 1999; Wolman, A., 1965). Stokes *et al.* (2012) developed a conceptual framework that consider the nexus of elements required to accurately simulate a WDS with the scope of minimizing costs and GHG emissions. It shows the complexity to simulate its real behavior, which depends on each of its numerous elements during the normal and abnormal conditions such breaks in pipes, mechanical failure pumps, valves, and control systems, including malfunctions in storage facilities and inaccurate demand projections under many possible uncertain situation management, demographic growth or climate change and different technical solutions. The Stokes framework include a specific part for the evaluation of GHG emissions connected with electricity generation and depending to the source of generation, whereas emissions intensity is represented by the emissions factor. The coupled model that will be realized, will consider in the same way the other emission factors connected with the various impact categories. The impact categories, usually considered in this type of analysis, are built taking into account as principal standards, ecology, health, resources and social effects. In this manner, the specific characteristic effects are defined and chosen, as follow: *global warming, ozone depletion, acidification, eutrophication, photochemical oxidant formation, human toxicity, marine eco-toxicity, terrestrial eco-toxicity*. There are another impact category to emphasize that raw materials and energy are non-renewable resources: the abiotic depletion.

2.1 The necessity of a Multi – Objective Genetic Algorithm

The WDSs are complex systems, with many different design and operational options available to a decision maker, including optimal pump management, effective pressure control or even rehabilitation/renewal works. In addition, optimal WDN management should match a large number of aspects and goals to consider, involving technical, economic, environmental and social perspectives, which are often conflicting with each other. This makes such problems tackle as multi-objective optimization problems (Giustolisi O. *et al.* 2013), which can be solved using evolutionary-based optimization algorithms, e.g. Multi-Objective Genetic Algorithms - MOGAs. Indeed, MOGAs permit to take into account many available options, formulated as both continuous and discrete variables, where different and conflicting objective functions are used to drive the search towards a set of optimal trade-off alternative solutions. In this context, the WDN hydraulic model permits to evaluate the performance under alternative design and operation combinations.

In the optimization process an important step is represent by the formulation of the objective functions to minimize. Recently it was demonstrated the interest in the optimization of the GHG emissions with capital costs (Stokes *et al.* 2012), but often the primary focus of optimization has been on the selection of WDS infrastructure design options. This research aim to consider every type of environmental impacts direct or indirect linked to the life of a WDS, considering also the direct and indirect energy consumption connected to the production and use stages of pipe, pump and the other types of elements involved, also the chemical products used in the treatment plant. The use stage will include the rehabilitation, maintenance and cleaning activities in addition to the substitution/installation activities. Therefore, it will be created an environmental objective function also to optimize in a sustainable way the WDS with the intent to take into account also the aleatory feature of the losses and of the effect of ordinary maintenance on their individuation and restoration. This aleatory feature will be reflected consequently on the “metabolic aspects”.

2.2 Hydraulic model: WDN Net XL

The selection of the hydraulic model for the simulation of a WDN was driven by some needs. First of all a realistic simulation/prediction of burst and background leakages. WDN Net XL is the model chosen to simulate the behavior of a WDS. It is a system tool to support analysis, planning and management of WDSs, using MS-Excel as data management interface. The MS-Excel interface helps users to manipulate the various parameters working with tables including various elements of a real water distribution network (*Giustolisi O. et al.*, 2011).

The basis of the WDN Net XL system is a robust hydraulic and topological analysis modules that includes pressure-driven modelling of various components of the demand in each node (*Giustolisi O. & Walski T.M.* 2012). Leakages are modelled at both node level (e.g. simulating pipe bursts dependent on nodal pressure) and pipe level (e.g. background leakages dependent on average pressure along pipes). The simulation of variable level tanks in steady state simulation is achieved by coupling mass and energy balance equation. It permits a pressure driven simulation that as showed by *Laucelli et al.* (2012) is more adequate to analyze the uncertain scenarios like climate change. The reason is that a demand driven simulation underestimates the hydraulic network capacity and does not predict the water demand that can be realistically supplied to customers under pressure-deficient system functioning. In fact, from a water management perspective, the factors that could change the working conditions of a WDS result into an abnormal hydraulic behavior that could put the system in crisis, due to the peak demands in warm seasons and ageing of pipes. In addition, WDN Net XL simulation permits to simulate remote real-time controlled (RRTC) pressure control devices like Pressure Control Valves or Variable Speed Pumps.

Finally, the versatility of WDN Net XL and the integration with the OPTImized-MOGA (*Laucelli, D., & Giustolisi O.*, 2011), make WDN Net XL an ideal platform to implement customized solutions through a virtuous cycle between users, researchers and developers.

2.3 Metabolism Model: Dinamic Metabolism Model

To evaluate the energy consumption and the environmental impacts connected with the WDN operating, it is necessary coupling a model to analyze and quantify those fluxes of water, energy and materials involved. This is a useful exercise to evaluate the possibility of optimization, therefore of sustainability, of the processes happening in the WDN. Among the analytical methods generally used in this type of analysis, there are the LCA Methodologies (LCA – Life Cycle Analysis). They represent a group that, for a proposed definition of SETAC (Society of Environmental Toxicology and Chemistry) is a methodology to evaluate environmental charges connected with a product, process or activity, identifying and quantifying material and energy consumptions and the environmental emissions.

During the 7FP European project TRUST (www.trust-i.net), the Norwegian University of Science and Technologies (NTNU) has developed a metabolism model called Dynamic Metabolism Model (*Venkatesh, G. et al.*, 2014). The model, in a Life Cycle Analysis perspective, allows analyzing the water system of the city to evaluate its energy consumptions and environmental impacts. The model applies the urban metabolism concept to the water system: the city is showing as an ecosystem, that transforms the input flows of energy and material into useful energy, physical structure and waste (*Decker, E. H et al.*, 2000). All resource flows, involved into the system, are simulated. The model is a set of Excel files, some of which with various worksheets: 1. Notes, assumptions and guidelines, 2. User control, 3. Annual files and 4. Final results comparison. The Annual files consist of as many sheets as the subsystems that form the urban water system (a water-wastewater system): raw water sources, water treatment, water distribution, wastewater transport and wastewater treatment. The others worksheets describe the system and background data of chemicals, materials and energy, necessary to evaluate energy consumption for their production and also the specific emission factors pertaining to the defined environmental impact. The last one imported the performance indicators grouped at the end of each individual annual files and categorized into 'economic', 'social', 'environmental' and 'functional'. They are normalized and plotted as a graph (www.trust-i.net; *Venkatesh G. et al.*, 2014).

The structure of this model permits to analyze not only the whole system but also each subsystem as independent to the other. Then among the various sub-systems, the integrations was done considering in particular the Water Distribution worksheet of each annual files.

3 CONCLUSIONS AND NEXT STEPS

The paper was born with the purpose to present an ongoing research project dealing with the developing of an integrated model able to support the decision makers in the aim of managing a WDS taking into account various aspects: distributing water with adequate quality and quantity, also during the abnormal conditions minimizing design, operating and environmental costs. As shown above the advanced hydraulic model in WDN_{et}XL will be integrated with the Metabolism Model. Besides the features that make them suitable for integration, it is to remark that also the integrated model will be developed to work in MS Excel environment. This is a relevant aspect that will facilitate next transfer to all possible stakeholder (e.g. technicians and water utilities) as well as the integration with other data management platforms already in use.

The next steps are represented by

- The study of the hydraulic variables to capture, during the simulation of real networks, the flows of water, energy, materials, costs and chemical components to be then modelled with metabolic analysis;
- The selection of a list of various scenarios of management, demographic growth or climate change and different technical solutions;
- The testing and the validation of the model through sample and after real network.

With the aim of minimizing design, operating and environmental costs of a WDS, it would be better choose the objective functions to minimize in the optimization process.

Now this research is focused on the selection of a single indicator that summarizes the various environmental impacts, becoming in this way the environmental objective function. This is an important aspect to avoid the possible environmental problem-shifting wherein the focus on one environmental objective results in the worsening of another environmental objective (*Herstein L.M. et al.*, 2011).

REFERENCES

- Barry J. A. WATERGY: Energy and Water Efficiency in Municipal Water Supply and Wastewater Treatment. Cost-effective Savings of Water Energy. The Alliance to Save Energy (Report), 2007.
- Colombo, A. & Karney, B. "Energy and Costs of Leaky Pipes: Toward Comprehensive Picture." J. Water Resour. Plann. Manage, 2002, 128 (6), 441-450
- Decker, E. H., S. Elliott, F. A. Smith, D. R. Blake, & F. S. Rowland.. Energy and material flow through the urban ecosystem. Annual Review of Energy and the Environment, 2000, 25, 685-740.
- Giustolisi, O., Savic, D.A., Berardi, L. & Laucelli, D. An Excel-based solution to bring water distribution network analysis closer to users, 2011.
- Giustolisi O. & Walski T.M. A Demand Components in Water Distribution Network Analysis. J. Water Res. Plan. Mgmt., 2012, 138(4), 356-367
- Giustolisi O., Laucelli D. & Berardi L. Operational Optimization: Water Losses Versus Energy Costs. Journal of Hydraulic Engineering, 2013, 139 (4), 410 – 423.
- Herstein, L. M., Fillion, Y. R. & Hall, K. R. Evaluating the environmental impacts of water distribution systems by using EIO-LCA-based multiobjective optimization. J Water Resour. Plann. Manag. 2011, 137(2), 162 – 172
- Kenway S. The Water Energy Nexus and Urban Metabolism – Connection in Cities. Urban Water Security Research Alliance Technical Report, 2013, 100.
- Laucelli, D., & Giustolisi, O.. "Scour depth modelling by a multi-objective evolutionary paradigm." Environ. Modell. & Soft., 2011, 26(4), 498-509.
- Laucelli D., Berardi L. & Giustolisi O., Assessing climate change and asset deterioration impacts on water distribution networks: Demand-driven or pressure-driven network modelling? Environmental Modelling & Software, 2012, 37, 206 – 216
- Newman, P. W. G. Sustainability and cities: extending the metabolism model. Landscape and Urban Planning, 1999, 44(4), 219-226.
- Stokes C. S., Simpson A. R. & Maier H.R. An improved framework for the modelling and optimisation of greenhouse gas emissions associated with water distribution systems. In 6th International Congress on Environmental Modelling and Software (iEMSs), 1-5 July, Leipzig, Germany, 2012.
- Venkatesh, G., Ugarelli, R., Særgrov, S. & Brattebø, H. Dynamic Metabolism Modeling as a Decision-Support Tool for Urban Water Utilities Applied to the Upstream of the Water System in Oslo, Norway. Procedia Engineering, 2014, 89, 1374-1381
- Wolman, A. The Metabolism of Cities. Scientific American, 1965, 213: 179-190
- www.trust-i.net

LA MODELLAZIONE DELLA RICHIESTA IDRICA PER UTENZE RESIDENZIALI AGGREGATE MEDIANTE L'OP MODEL

Federico Di Palma¹, Giovanni deMarinis¹, Rudy Gargano¹, Francesco Granata¹, Roberto Greco² & Carla Tricarico¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, Università di Cassino e del Lazio Meridionale, via Di Biasio 43, 03043 Cassino (FR), Italy; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Design, Edilizia e Ambiente, Seconda Università degli Studi di Napoli, via Roma 9, 81031 Aversa (CE), Italy

ASPETTI CHIAVE

- I modelli a impulsi rettangolari del tipo Poisson Rectangular Pulse (PRP) trovano larga applicazione nella generazione di serie di dati sulla richiesta idrica residenziale, pur presentando grossi limiti quando occorre considerare un numero anche modesto di utenti, come si verifica nei nodi di distribuzione dei sistemi cittadini.
- Nell'ambito sempre dei modelli *end users*, è stata investigata per cluster di utenti residenziali la capacità di un nuovo e robusto approccio ad impulsi complessivi (Overall Pulse -OP- model), che in modo efficace genera direttamente la richiesta idrica così come essa si manifesta ai contatori delle abitazioni.
- Le generazioni di campioni sintetici per utenze residenziali aggregate (a titolo di esempio si è qui considerato il caso di 20 abitazioni) e il conseguente confronto con dati di campo ha consentito di dimostrare l'efficacia del modello OP, specialmente se confrontato con il classico modello PRP.

1 INTRODUZIONE

I modelli a impulsi rettangolari, originariamente sviluppati per la generazione di serie sintetiche degli apporti meteorici (e.g. *Rodriguez-Iturbe et al.*, 1984; *Cowpertwait et al.*, 1991), hanno avuto largo seguito in letteratura anche nella modellazione della domanda idrica di tipo residenziale, dove la richiesta ai singoli rubinetti è rappresentata mediante impulsi costanti. La domanda complessiva di una residenza è, quindi, data dall'involuppo delle richieste idriche ai singoli apparecchi presenti nell'abitazione.

Tali modelli sono solitamente indicati in letteratura come *end user approaches*, e il primo contributo sul tema fu il *Poisson Rectangular Pulse*, PRP (*Buchberger e Wu*, 1995), cui sono seguiti altri approcci simili, che hanno proposto di portare in conto il fenomeno di cluster della domanda (*Alvisi et al.*, 2003; *Alcocer-Yamanaca et al.*, 2012), oppure cercano di portare in conto più efficacemente la variabilità della domanda nel corso della giornata (*Garcia et al.*, 2004).

Siffatti modelli generano serie di dati considerando la richiesta idrica che si manifesta ai singoli apparecchi idro-sanitari delle abitazioni. In taluni casi gli approcci proposti (*Blokke et al.*, 2010) necessitano di una minuziosa caratterizzazione delle apparecchiature idro-sanitarie.

Purtroppo, tale sforzo di modellazione ha una modesta ricaduta nelle pratiche applicazioni tecniche, dove l'esigenza di conoscere la domanda idrica nasce solitamente dalla necessità di modellare la richiesta complessiva per un numero apprezzabile di utenti residenziali (i.e. i nodi di una rete di distribuzione cittadina).

Spesso per gli *end user approaches* insorge l'ulteriore problema della stima dei parametri delle distribuzioni componenti il modello. Infatti, nelle circostanze pratiche la conoscenza dei parametri caratterizzanti la richiesta idrica così come essa si manifesta ai singoli apparecchi idro-sanitari può avvenire solo mediante un'artificiosa ricostruzione della domanda, poichè nelle circostanze pratiche si dispone della domanda idrica complessiva della singola abitazione (misure al contatore). Ciò, comporta il pretrattamento delle serie osservate ai contatori per desumere artatamente gli impulsi ai singoli apparecchi idrico-sanitari (*Buchberger e Well*, 1996).

Partendo dai limiti intrinseci *end user approaches* è stato, quindi, proposto un nuovo modello -Overall Pulse, OP (*Gargano et al.*, 2015)- che fornisce una dettagliata descrizione della richiesta idrica residenziale, contenendo il numero di parametri da stimare.

Più precisamente, nella presente memoria è investigata la capacità dell'OP model nel rappresentare la richiesta per un numero di residenze aggregate (a titolo di esempio è di seguito esaminato un cluster di 20 abitazioni), ponendo inoltre a confronto le performance del nuovo approccio con quelle del più noto PRP.

2 OP MODEL

L'approccio OP consente di generare direttamente gli impulsi complessivi della domanda idrica relativi ad una singola abitazione, che rappresentano la richiesta così come si manifesta al contatore. Pertanto, contrariamente ai modelli a impulsi rettangolari proposti in letteratura, prescinde completamente dalla simulazione dei singoli impulsi degli apparecchi idrico sanitari.

Il modello si articola su tre fasi di calcolo successive volte alla generazione mediante tecnica Montecarlo delle variabili che concorrono alla definizione della richiesta per una residenza (Fig.1).

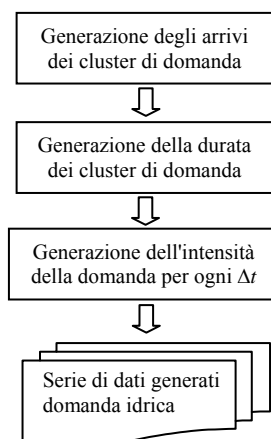


Figura 1. Fasi del modello OP per la generazione di serie di dati della domanda residenziale.

Una variabile di fondamentale importanza per l'efficacia di un modello della domanda residenziale è il numero di arrivi di cluster di richiesta, che possono essere costituiti da un impulso semplice di domanda (cluster costante per l'intera durata dello stesso), o dalla somma di più impulsi semplici. Il numero complessivo di cluster in una giornata è estremamente mutevole con i giorni, poichè dipende sostanzialmente dai comportamenti aleatori degli occupanti l'abitazione. Pertanto, il numero di arrivi giornalieri è stato generato assumendo la distribuzione del caso, per la quale le inferenze statistiche effettuate su reali dati della richiesta residenziale hanno dimostrato essere efficace (*Gargano et al.*, 2015). Definito il trend della richiesta giornaliera, il numero di arrivi quotidiano è distribuito nell'arco delle 24h mediante coefficienti di peso orari. La giornata è quindi suddivisa -anche nelle simulazioni di seguito riportate- in intervalli orari.

La durata dei cluster è modellata mediante la distribuzione esponenziale, che verifiche di campo hanno mostrato essere una valida Funzione Distribuzione Cumulata, FDC (e.g. *Buchberger e Wu*, 1995; *Garcia et al.*, 2004).

Quantunque in letteratura tecnica siano state proposte distribuzioni molto efficaci per descrivere l'intensità della domanda idrica residenziale, nell'ottica di prediligere modelli probabilistici più semplici in termini di numero di parametri, ma comunque robusti, anche la portata richiesta è stata generata mediante la distribuzione monoparametrica di tipo esponenziale.

Maggiori dettagli dell'approccio OP sono forniti nel lavoro di *Gargano et al.* (2015), cui si rimanda.

Qui, a titolo di esempio, si richiamano in Fig.2 i diagrammi che mostrano le frequenze cumulate dei volumi di richiesta giornaliera W_g generati rispettivamente con gli approcci OP e PRP. Tali grafici riportano anche il confronto con le frequenze cumulate osservate per due abitazioni reali scelte a caso tra quelle facenti parte del case study descritto nel paragrafo seguente. I diagrammi di Fig.2 mostrano i limiti del modello PRP nel rappresentare la richiesta giornaliera, soprattutto nelle code, dove le frequenze cumulate dell'approccio OP si adattano molto bene ai rispettivi valori desunti dalle serie storiche per le due abitazioni considerate.

Poichè il modello a impulsi rettangolari complessivi OP non ha alcuna velleità nel modellare la richiesta idrica all'interno delle residenze, ma si limita unicamente a riprodurre la domanda aggregata così come si manifesta sulla tubazione che alimenta un'abitazione, esso si presta a generare i fabbisogni residenziali anche per un definito numero di abitazioni aggregate. Tale capacità è di seguito investigata ponendo a confronto

serie storiche generate con l'approccio OP con quelle osservate, o modellate con il classico modello PRP.

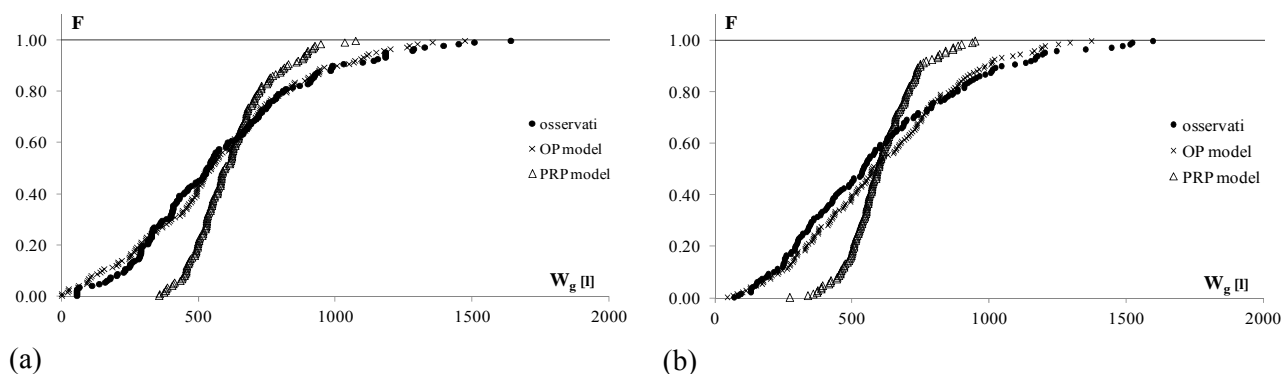


Figura 2. Confronto delle frequenze cumulate dei volumi giornalieri con riferimento alle serie storiche osservate e generate con gli approcci PRP e OP, con riferimento alle abitazioni n.5 (a) e n.13 (b) del case study.

3 CASE STUDY

L'efficacia dell'OP model è stata testata con il noto case study in letteratura relativo alle utenze residenziali di Milford (*Buchberger et al.*, 2003), dove 21 abitazioni (per motivi di attendibilità dei dati le elaborazioni successive hanno considerato unicamente 20 residenze) sono state monitorate per 154 giorni. I consumi sono stati rilevati mediante contatori volumetrici in condizioni di pressioni commisurate al servizio di erogazione, per cui le serie storiche rilevate rappresentano l'effettiva richiesta idrica delle utenze.

4 ANALISI DEI RISULTATI

La Fig.3a confronta le frequenze cumulate giornaliere dei volumi d'acqua richiesti dalle 20 abitazioni aggregate di Milford considerando 154 giorni di richiesta osservati e generati. Per questi ultimi si rileva che i dati sintetici generati con il PRP -coerentemente a quanto osservato per le singole abitazioni- presentano volumi giornalieri che si addensano sul valore medio, denotando la scarsa attitudine dell'approccio PRP nel riprodurre le code delle domande idriche massime e minime. Tale inconveniente è efficacemente risolto dall'OP model.

Le Fig.3b-c-d consentono di analizzare la richiesta delle 20 abitazioni su base oraria. Più precisamente, tali diagrammi forniscono massimi e minimi dei volumi orari richiesti W_h , nonché i box-plots relativi ai percentili 75% e 25% con riferimento alle serie di dati osservate (Fig.3b), e generate (OP model Fig.3c e PRP model Fig.3d).

I diagrammi della richiesta oraria consentono di evidenziare che l'approccio PRP risulta inefficace nel rappresentare la richiesta di punta mattutina, oltre a generare domande orarie che si addensano sul valore medio contrariamente a quanto osservato.

Il modello OP, invece, dimostra di essere più valido nel riprodurre la richiesta alla punta, e in generale nell'arco della giornata. Bisogna, tuttavia, rilevare che l'approccio OP leggermente sottostima la variabilità della domanda idrica oraria.

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

È stata investigata la capacità del modello a impulsi rettangolari OP per la generazioni di serie di dati inerenti la richiesta idrica residenziale prodotta dagli utenti residenziali aggregati. Le ipotesi semplificative a fondamento del modello proposto rendono l'approccio OP predisposto a modellare la domanda di cluster di utenti, come questa si presenta nei nodi dei sistemi idrici cittadini.

Infatti, il confronto tra serie generate e quelle osservate per utenze reali hanno dimostrato l'efficace dell'OP model, specialmente in relazione al classico modello PRP.

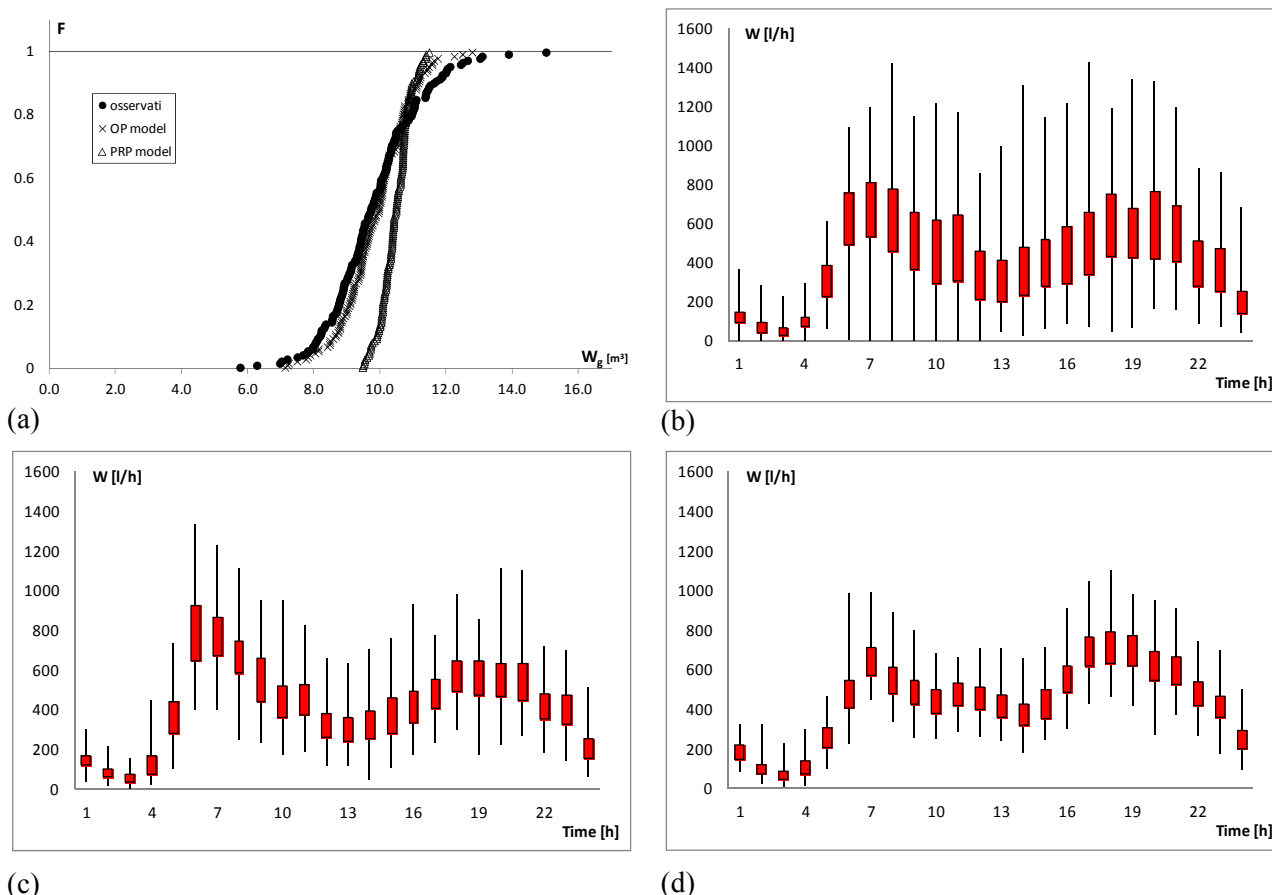


Figura 3. Con riferimento alle 20 utenze aggregate di Milford: (a) Frequenze cumulate dei volumi giornalieri W_g richiesti; box-plots dei volumi orari W_h della domanda idrica osservata (b), generata dall'OP model (c) e dall'approccio PRP (d).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Alcocer-Yamanaka V.H., Tzatchkov V.G. and Arreguin-Cortes F.I. Modeling of drinking water distribution networks using stochastic demand. *Water Resources Management*, 2012, Vol.26, 1779-1792.
- Alvisi S., Franchini, M. and Marinelli, A. A stochastic model for representing drinking water demand at residential level. *Water Resources Management*, 2003, Vol.17(3), 197-222.
- Blokkeer, E.J.M., Vreeburg, J.H.G. and van Dijk, J.C. Simulating Residential Water Demand with a Stochastic End-Use Model. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 2010, Vol.136(1), 19-26.
- Buchberger, S.G. and Wu, L. Model for instantaneous residential water demands. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1995, Vol.121(3), 232-246.
- Buchberger, S.G. and Wells, G. J. Intensity, Duration, and Frequency of Residential Water Demands. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 1996, Vol. 122(1), 11-19.
- Buchberger, S.G., Carter, J.T., Lee, Y. and Schade, T.G. Random Demands, Travel Times, and Water Quality in Deadends, Subject Area: High-Quality Water, 2003, Rep. 90963F, AwwaRF, Denver, CO.
- Cowpertwait, P.S.P. Further Developments of the Neyman-Scott Clustered Point Process for Modeling Rainfall. *Water Resources Research*, 1991, Vol.27(7), 1431-1438.
- García, V., García-Bartual, R., Cabrera, E., Arregui, F., and García-Serra, J. Stochastic model to evaluate residential water demands. *Journal of Water Resources Planning and Management - ASCE*, 2004, Vol.13(5), 386-394.
- Gargano R., Di Palma F., de Marinis G., Granata F., Greco R. A stochastic approach for the water demand of residential end users. *Urban Water Journal*, 2015, DOI: 10.1080/1573062X.2015.1011666.
- Rodriguez-Iturbe, I. R., Gupta, V. K., and Waymire, E. Scale considerations in the modeling of temporal rainfall. *Water Resources Research*, 1984, Vol.20(2), 1611-1619.

ASSIMILAZIONE DATI CONSERVATIVA DEI LEGAMI STRUTTURALI NELLE RETI ACQUEDOTTISTICHE

Cristiana Bragalli¹, Matteo Fortini¹, Ezio Todini³, Andrea Delogu²

(1) DICAM Università di Bologna, viale Risorgimento 2, 40136 Bologna (Italy); (2) Blue Gold, Via Niccolo' Machiavelli 30b - 09129 Cagliari (Italy); (3) BiGeA Università di Bologna, Via Zamboni, 67, 40126 Bologna (Italy)

ASPETTI CHIAVE

- Viene presentato un approccio di assimilazione dati a successivi condizionamenti, che consente di conservare le relazioni strutturali che in una rete di acquedotto legano tra di loro le variabili rappresentative dello stato, quali la portata in un tronco e la differenza di carico agli estremi dello stesso.
- Sono utilizzati in cascata tre filtri di Kalman di insieme (Ensemble Kalman Filter), che consentono di assimilare tre tipi di osservazioni (pressioni, portate e domanda), pur garantendo nel contempo la conservazione dei legami strutturali tra le variabili risultanti.
- I test di assimilazione forniscono risultati superiori a quelli ritrovabili in letteratura.

1 LA TECNICA DI ASSIMILAZIONE DATI PROPOSTA

La gestione operativa di una rete di distribuzione idrica richiede la disponibilità di un modello idraulico affidabile della rete adeguatamente calibrato. E' necessario quindi predisporre una rete di monitoraggio che consenta di assimilare misure di pressione ai nodi, portata nei tronchi e, se disponibili, misure di domanda idrica. Le consolidate tecniche per l'assimilazione delle osservazioni (Hutton *et al.*, 2014), quali l'Ensemble Kalman Filter (EnKF) (Evensen, 2003), consentono di tener conto delle non-linearità strutturali dei modelli, ma usando vettori di stato comprendenti contemporaneamente portate e pressioni non garantiscono, una volta assimilate le osservazioni, il rispetto delle equazioni idrauliche strutturali tra le variabili di stato.

In questo lavoro viene invece presentata una tecnica a successivi condizionamenti che consente di assimilare i vari tipi di osservazioni eventualmente disponibili (pressioni, portate e domanda) pur garantendo la conservazione dei legami strutturali tra le variabili risultanti a valle dell'assimilazione delle osservazioni.

Poiché in una rete di distribuzione idrica la domanda è solo parzialmente nota, per iniziare un processo di assimilazione mediante l'EnKF, come in ogni processo inferenziale Bayesiano (Bernardo & Smith, 1994), è necessario descrivere la conoscenza a priori mediante una opportuna distribuzione di probabilità. In questo lavoro si è ipotizzato che, per quanto ne sappiamo, la domanda \mathbf{d} sia distribuita secondo una distribuzione di probabilità prefissata con media $\boldsymbol{\mu}_{d_i}$ e varianza $\boldsymbol{\sigma}_{d_i}^2$ con $i \in \{1, \dots, n\}$ dove n è il numero di nodi della rete.

Il processo di assimilazione inizia quindi con la generazione, dalle distribuzioni a priori ipotizzate, di un "ensemble" di m membri di domanda ai nodi \mathbf{d} , cioè \mathbf{d}_j , con $j \in \{1, \dots, m\}$. La numerosità dell'ensemble deve essere sufficientemente grande, per garantire la rappresentatività delle matrici di varianza-covarianza stimate. Ogni membro dell'ensemble viene successivamente trasformato mediante un modello idraulico della rete (in questo caso si è utilizzato EPANET-2; Rossman, 2000) nei corrispondenti ensemble di pressione $\mathbf{H}_{|d_j}$ e portata $\mathbf{Q}_{|d_j}$. L'assimilazione dati procede quindi in tre fasi successive. Nella prima fase si assume, come vettore di stato per l'Ensemble Kalman Filter (EnKF), il vettore delle pressioni ai nodi \mathbf{H} e si combinano tra di loro i membri dell'ensemble $\mathbf{H}_{|d_j}$ con le misure di pressione \mathbf{z}_H , considerate affette da un errore di misura a media $\bar{\mathbf{v}}_{z_H}$ e varianza \mathbf{R}_{z_H} . Si calcolano quindi le pressioni ai nodi a posteriori $\mathbf{H}_{|d_j, z_H}$ mediante l'espressione:

$$\mathbf{H}_{|d_j, z_H} = \mathbf{H}_{|d_j} + \mathbf{P}_H \mathbf{M}_H^T (\mathbf{M}_H \mathbf{P}_H \mathbf{M}_H^T + \mathbf{R}_{z_H})^{-1} (\mathbf{z}_H - \mathbf{M}_H \mathbf{H}_{|d_j} - \bar{\mathbf{v}}_{z_H}) \quad (1)$$

In queste equazioni, \mathbf{M}_H è la matrice di misura, che mette in relazione le misure \mathbf{z}_H con i vettori di stato dell'ensemble $\mathbf{H}_{|q_j}$; \mathbf{P}_H è la matrice di varianza a priori delle pressioni, stimata come

$$\mathbf{P}_H = \frac{1}{m-1} \sum_{j=1}^m \left[(\mathbf{H}_{|d_j} - \boldsymbol{\mu}_H) (\mathbf{H}_{|d_j} - \boldsymbol{\mu}_H)^T \right] \text{ con } \boldsymbol{\mu}_H = \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m \mathbf{H}_{|d_j} \text{ media dell'ensemble.}$$

Con le variabili $\mathbf{H}_{|d_j, z_H}$ ottenute, si aggiornano le altre variabili. $\mathbf{Q}_{|d_j, z_H}$ mediante una delle tante equazioni che legano le perdite di carico alle portate (come ad esempio l'equazione di Hazen-Williams), mentre le stime della domanda $\mathbf{d}_{|d_j, z_H}$ si ottengono dalle sommatorie delle $\mathbf{Q}_{|d_j, z_H}$ ai nodi. In questo modo tutte le variabili aggiornate rispetteranno le equazioni dell'idraulica che descrivono le reti magliate.

La seconda fase di assimilazione, si effettua usando il vettore di stato \mathbf{Q} e le misure \mathbf{z}_Q , mentre l'ensemble $\mathbf{Q}_{|d_j, z_H}$ è utilizzato per descrivere la conoscenza a priori delle portate. Si calcola quindi:

$$\mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q} = \mathbf{Q}_{|d_j, z_H} + \mathbf{P}_Q \mathbf{M}_Q^T (\mathbf{M}_Q \mathbf{P}_Q \mathbf{M}_Q^T + \mathbf{R}_{z_Q})^{-1} (\mathbf{z}_Q - \mathbf{M}_Q \mathbf{Q}_{|d_j, z_H} - \bar{\mathbf{v}}_{z_Q}) \quad (2)$$

In queste equazioni, \mathbf{M}_Q è la matrice di misura, che mette in relazione le misure \mathbf{z}_Q con i vettori di stato dell'ensemble $\mathbf{Q}_{|d_j, z_H}$; $\bar{\mathbf{v}}_{z_Q}$ e \mathbf{R}_{z_Q} sono rispettivamente la media e la varianza degli errori di misura delle portate, mentre \mathbf{P}_Q è la matrice di varianza a priori delle pressioni, stimata come $\mathbf{P}_Q = \frac{1}{m-1} \sum_{j=1}^m \left[(\mathbf{Q}_{|d_j, z_H} - \boldsymbol{\mu}_Q) (\mathbf{Q}_{|d_j, z_H} - \boldsymbol{\mu}_Q)^T \right]$ con $\boldsymbol{\mu}_Q = \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m \mathbf{Q}_{|d_j, z_H}$ media dell'ensemble.

Note le $\mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q}$ si possono aggiornare sia le pressioni ai nodi $\mathbf{H}_{|d_j, z_H, z_Q}$, partendo dai nodi a pressione nota (utilizzando ad esempio l'equazione di Hazen-Williams), sia le stime della domanda $\mathbf{d}_{|d_j, z_H, z_Q}$, sommando le portate confluenti nei nodi e garantendo così ancora una volta il rispetto delle equazioni dell'idraulica che descrivono le reti magliate.

A questo punto, se disponibili, si può procedere anche all'assimilazione delle misure di domanda \mathbf{z}_d . Per superare problemi legati all'uso di variabili di stato non Gaussiane come la domanda ai nodi, che non ammette valori negativi, l'assimilazione dati è stata quindi effettuata usando un filtro "rovesciato", che proietta all'indietro, sulle portate in rete, l'innovazione calcolata in termini di domanda. Ciò è stato possibile estendendo all'EnKF i lavori di Chou (1991) e Basseville et al. (1992) che assimilano, mediante un Filtro di Kalman, osservazioni registrate a scale diverse adattando il noto algoritmo di "smoothing" di Rauch et al. (1965).

Quindi, sfruttando il legame lineare tra le portate e domanda $\mathbf{d}_{|d_j, z_H, z_Q} = \mathbf{A}_{21} \mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q}$ in cui \mathbf{A}_{21} indica la matrice di incidenza nodi-tronchi così come definita in Todini & Pilati (1988), si può scrivere la seguente relazione usando, ancora una volta quale vettore di stato, le portate in rete:

$$\mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q, z_d} = \mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q} + \mathbf{P}'_Q \mathbf{A}_{12} \mathbf{M}_d^T (\mathbf{M}_d \mathbf{A}_{21} \mathbf{P}'_Q \mathbf{A}_{12} \mathbf{M}_d^T + \mathbf{R}_{z_d})^{-1} (\mathbf{z}_d - \mathbf{M}_d \mathbf{d}_{|d_j, z_H, z_Q} - \bar{\mathbf{v}}_{z_d}) \quad (3)$$

L'Eq. (3) può anche essere riscritta nella forma:

$$\mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q, z_d} = \mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q} + \mathbf{P}'_Q \mathbf{A}_{12} \mathbf{M}_d^T (\mathbf{M}_d \mathbf{A}_{21} \mathbf{P}'_Q \mathbf{A}_{12} \mathbf{M}_d^T + \mathbf{R}_{z_d})^{-1} (\mathbf{z}_d - \mathbf{M}_d \mathbf{A}_{21} \mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q} - \bar{\mathbf{v}}_{z_d}) \quad (4)$$

in cui \mathbf{M}_d è la matrice di misura, che mette in relazione le misure \mathbf{z}_d con i vettori di stato formati a partire dall'ensemble $\mathbf{d}_{|d_j, z_H, z_Q}$; $\bar{\mathbf{v}}_{z_d}$ e \mathbf{R}_{z_d} rispettivamente la media e la matrice di varianza degli errori di misura della domanda e dove la matrice di varianza di $\mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q}$ è stimata come $\mathbf{P}'_Q = \frac{1}{m-1} \sum_{j=1}^m \left[(\mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q} - \boldsymbol{\mu}'_Q) (\mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q} - \boldsymbol{\mu}'_Q)^T \right]$ con $\boldsymbol{\mu}'_Q = \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m \mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q}$ la media dell'ensemble.

Analogamente a quanto descritto al passo precedente, una volta noto $\mathbf{Q}_{|d_j, z_H, z_Q, z_d}$ è possibile aggiornare le stime di $\mathbf{H}_{|d_j, z_H, z_Q, z_d}$ e $\mathbf{d}_{|d_j, z_H, z_Q, z_d}$, per mantenere la congruenza strutturale idraulica tra le variabili e calcolare i valori medi e le matrici di varianza-covarianza aggiornati degli ensemble. In sostanza, utilizzando tre EnKF in cascata, anziché un solo EnKF con un unico vettore di stato incorporante tutte le variabili \mathbf{H} , \mathbf{Q} e \mathbf{d} è ancora possibile assimilare tutti i vari tipi di misura, ma con il vantaggio di conservare al termine di ogni fase di assimilazione, il legame strutturale tra le variabili.

2 ESEMPIO APPLICATIVO

I risultati della tecnica proposta, vengono mostrati utilizzando come esempio la rete Anytown, introdotta da *Walski et al.* (1987) e in questo lavoro utilizzata come descritta in *Ormsbee* (1989) per la stima dei parametri di scabrezza della rete e da *Kapelan et al.* (2005) per l'identificazione di una rete ottimale di misura anch'essa finalizzata alla stima dei parametri di rete (Figura 1).

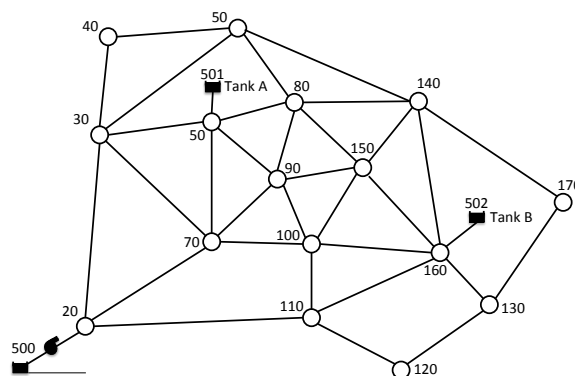


Figura 1. Rete Anytown (*Kapelan et al.*, 2005)

Per mostrare l'efficacia della metodologia proposta si confrontano i risultati dell'assimilazione di misure in cui i sensori sono posizionati in base a: (i) una rete di misura individuata da *Kapelan et al.* (2005) e (ii) una rete di misura alternativa, individuata come soluzione non dominata di un fronte di Pareto nello spazio Varianza Totale degli errori sulla domanda e costo dei sensori (*Bragalli et al.*, 2016). Per il confronto si è utilizzata la soluzione iniziale, riportata da *Kapelan et al.* (2005) corrispondente ad una domanda totale pari a 404 l s^{-1} , tuttavia si è fatta l'ipotesi di non conoscerne il valore esatto. Si è pertanto assunta una distribuzione Log-normale per rappresentare la nostra incertezza sulla domanda con media e deviazione standard riportate in Tabella 1.

N. Nodo	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
Media	35	17	7	34	54	31	28	50	17	17	22	7	7	16	44	18
Dev. St.	7	3.4	1.4	6.8	10.8	6.2	5.6	10	3.4	3.4	4.4	1.4	1.4	3.2	8.8	3.6

Tabella 1. Valori medi e deviazioni standard descrittivi dell'incertezza iniziale sulla domanda ai nodi utilizzati per la generazione dell'ensemble a priori.

I valori medi sono stati scelti in modo che la loro somma risultasse 404 l s^{-1} , mentre la deviazione standard, che rappresenta il nostro grado di incertezza a priori, è stata scelta attorno al 20% del valore medio. Si è inoltre ipotizzato di disporre di misuratori di pressione con errore standard di misura di $\pm 0.01 \text{ m}$ e di misuratori di portata con errore standard $\pm 0.03 \text{ l s}^{-1}$.

In base alle distribuzioni ipotizzate, si è generato un insieme di domande **d** di 500 membri e mediante EPANET2, per ciascun membro dell'ensemble sono state ricavate le corrispondenti pressioni ai nodi **H** e portate in rete **Q**. È stata poi generata una successione 10 insiemi di osservazioni di pressione relativi ai 5 punti di misura individuati da *Kapelan et al.* (2005) rispettivamente posti ai nodi 40, 90, 110, 120, e 160 e, per confronto, 10 insiemi di osservazioni di pressione e portata relative alla rete costituita da 3 sensori da noi identificata, con misure di pressione ai nodi 90 e 120 e misura di portata lungo la condotta che collega il Tank B alla rete (Figura 1).

I risultati delle successive assimilazioni delle osservazioni sono riportati in Figura 2 dove si mostra la Deviazione Standard Totale del valore iniziale e al termine di ciascun passo di assimilazione. La Deviazione Standard Totale viene definita come la radice quadrata della Varianza Totale (*Mahler e Dean*, 2001; *Weiss*, 2005) quale misura dell'efficacia della rete di osservazione e della conseguente assimilazione dei dati. La

varianza totale si ottiene come somma di due termini: la varianza degli errori, a partire dalla media dell'ensemble, e la media della varianza del valor medio dell'ensemble.

Dalla Figura 2 si possono rilevare due aspetti interessanti. Il primo aspetto riguarda l'efficienza del metodo proposto, che consente di ridurre la Varianza Totale degli errori di stima non solo per le pressioni, ma anche per le portate e in particolare consente di ridurre l'incertezza sulla domanda. Il secondo è che, compatibilmente con i costi, anche le misure di portata in rete possono essere di interesse, come mostra questo caso in cui con due soli misuratori di pressione ed uno di portata si raggiunge un risultato analogo a quello prodotto da cinque sensori di pressione.

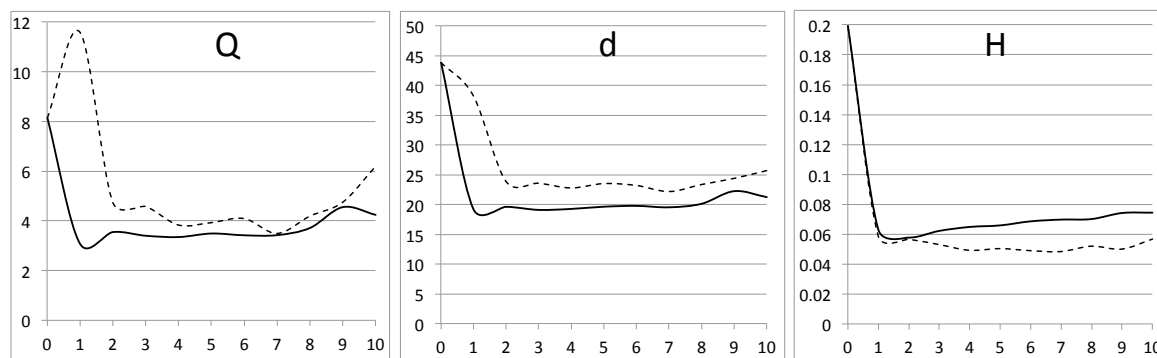


Figura 2. I risultati dell'assimilazione dei dati: riduzione della Varianza Totale per la portata (Q), domanda (d) e pressioni (H). A tratteggio i risultati relativi alla rete di misura con 5 sensori individuata da *Kapelan et al.* (2005) con misure di pressione nei nodi 40, 90, 110, 120, 160; a riga continua i risultati relativi alla rete di misura con 3 sensori da noi individuata con misure di pressione nei nodi 90 e 120 e misura di portata nel ramo che collega il Tank B alla rete, come mostra la Figura 1.

3 CONCLUSIONI

In questo lavoro si presenta un approccio all'assimilazione di informazioni provenienti da una rete di monitoraggio in cui possono coesistere misuratori di pressione, portata in rete e domanda. La metodologia è basata su una cascata di EnKF, per garantire la conservazione, in fase di assimilazione, dei legami strutturali dell'idraulica tra le variabili di stato. L'approccio, che mostra grande efficienza e permette di ridurre l'incertezza su tutte le variabili di stato, è il primo passo da garantire nel quadro della calibrazione di un modello di rete di acquedotto e della ricerca delle perdite idriche.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Basseville M., Benveniste A., Chou K.C., Golden S.A., Nikoukhah R. & Willsky A. Modeling and Estimation of Multiresolution Stochastic Processes, *IEEE Transactions on Information Theory*, 38(2):766–784, 1992.
- Bernardo J.M., Smith A.F.M. Bayesian Theory. Wiley, Chichester (UK). ISBN 0-471-92416-4. MR 1274699, 1994.
- Bragalli C., Fortini M., Todini E. Enhancing Knowledge in Water Distribution Systems via Data Assimilation. Submitted *Water Resources Management* (under evaluation).
- Chou K.C. A stochastic approach to multiscale signal processing. PhD dissertation, Massachusetts Institute of Technology. http://ssg.mit.edu/ssg_theses/ssg_theses_1974_1999/Chou_PhD_5_91.pdf, 1991.
- Evensen G. The Ensemble Kalman Filter: theoretical formulation and practical implementation. *Ocean Dynamics*, 53:343–367, 2003.
- Hutton C., Kapelan Z.S., Vamvakieridou-Lyroudia L. & Savić D.A. Dealing with Uncertainty in Water Distribution System Models: A Framework for Real-Time Modeling and Data Assimilation. *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 140(2): 169–183, 2014.
- Kapelan Z.S., Savić D.A. & Walters G.A. Optimal Sampling Design Methodologies for Water Distribution Model Calibration, *Journal of Hydraulic Engineering*, 131 (3): 190–200, 2005.
- Mahler H C, Dean C G (2001) Chapter 8: Credibility In Foundations of Casualty Actuarial Science (4th ed.). *Casualty Actuarial Society*. pp. 525–526. ISBN 978-0-96247-622-8.
- Ormsbee, L. E. "Implicit network calibration. *J. Water Resour. Plan. Manage.*, 115(2): 243–257, 1989.
- Rauch H., Tung F. & Striebel C. Maximum likelihood estimates of linear dynamic systems. *AIAA J.* 3(8):1445-1450, 1965.
- Rossman L.A. EPANET 2 users manual. Rep. No. EPA/600/ R-00/057, Water Supply and Water Resources Division, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, 2000.
- Todini, E., and Pilati, S. (1988). A gradient method for the solution of looped pipe networks, *Computer Applications in Water Supply*, John Wiley & Sons, Vo.1, pp. 1-20.
- Walski, T. M., et al.. Battle of network models: Epilogue. *J. Water Resour. Plan. Manage.*, 113(2): 191–2, 1987
- Weiss N A (2005) *A Course in Probability*, Addison–Wesley, pp. 385–386.

SCHELETRIZZAZIONE DI MODELLI DI SISTEMI DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO REGIONALI – UN CASO DI STUDIO

Claudio Arena¹, Marcella Cannarozzo¹, Antonino Fortunato¹, Ignazio Scolaro¹ & Mario Rosario Mazzola¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale e dei Materiali (DICAM), Viale Delle Scienze, 90128, Palermo.

ASPETTI CHIAVE

- Data la loro complessità e vastità, la calibrazione dei modelli di sistemi idrici regionali, per l'ottimizzazione della gestione o la selezione di investimenti, può richiedere numerose simulazioni.
- Poiché ogni "run" del modello calibrato può impiegare parecchi minuti, il tempo di simulazione può divenire un fattore limitante, specie se si ricorre a tecniche di ottimizzazione meta-euristiche.
- In questo lavoro viene esaminata la possibilità di ridurre i tempi di calcolo, mediante la "scheletrizzazione" del modello di un sistema idrico regionale reale sviluppato in ambiente AQUATOR.

1 INTRODUZIONE

L'individuazione delle regole operative ottimali e la selezione delle migliori alternative infrastrutturali per il miglioramento dei livelli di servizio, sono fra i principali problemi relativi alla gestione dei sistemi idrici regionali, che alimentano comunemente aree geografiche molto estese, con milioni di abitanti. Tali tematiche possono oggi essere affrontate con l'ausilio di modelli di simulazione/ottimizzazione supportati da pacchetti software molto evoluti (Oxford Scientific Software, 2015; Rani & Moreira, 2010).

Data la loro complessità e vastità, la calibrazione di tali modelli può tuttavia richiedere numerose simulazioni prima di ottenere risultati convincenti. Inoltre, poiché, in base al numero di elementi e di *time steps* considerati, un singolo *run* del modello calibrato può impiegare parecchi minuti, il tempo di simulazione può divenire un fattore limitante, specialmente quando i modelli vengono accoppiati a tecniche di ottimizzazione meta-euristiche quali gli algoritmi genetici.

In questo lavoro viene dunque esaminata la possibilità di ridurre i tempi di calcolo, mediante la "scheletrizzazione" dei modelli, adottando come caso di studio un sistema di approvvigionamento idrico regionale reale, modellato in ambiente AQUATOR. La scheletrizzazione è stata in origine introdotta nel campo dell'ingegneria idraulica al fine di includere nei modelli idraulici delle reti solo le parti dalla rete reale che hanno un significativo impatto sul funzionamento del sistema, riducendo l'onere computazionale ma permettendo comunque di ottenere risultati accurati ed affidabili (Walski *et al.*, 2007; Eggener & Polkowski, 1976; Shamir & Hamberg, 1988a,b). Il principio di base della scheletrizzazione è quello di tenere conto degli effetti delle parti di sistema non modellate, tramite le caratteristiche (capacità idraulica, domande, perdite idriche, costi unitari, ecc.) degli elementi inclusi nel modello.

2 METODOLOGIA

Il software utilizzato, *Aquator*, lavora con passo temporale giornaliero, cercando l'allocazione di risorse ottimale, che garantisca il minimo costo operativo (costo delle risorse, dei sollevamenti e dei trattamenti) ed il massimo soddisfacimento delle domande nel passo temporale corrente e preservando lo stato delle risorse, sulla base del proprio algoritmo di programmazione lineare (*Aqua-Solver*) e di altre regole operative predefinite o definite dall'utente.

Poiché i modelli *Aquator* effettuano essenzialmente dei bilanci di massa e le allocazioni della risorsa sono basate sulla minimizzazione dei costi e su un set di regole topologicamente neutrali, i modelli scheletrizzati devono rispettare i seguenti criteri (Figura 1): inalterata capacità idraulica e costo operativo equivalente dei sottosistemi (parti del sistema soggette a semplificazione), inalterata portata massima emungibile e costo equivalente dei pozzi aggregati, inalterate perdite idriche totali nei sottosistemi, inalterata domanda totale dei centri di domanda aggregati.

I modelli scheletrizzati dovrebbero idealmente condurre ai seguenti risultati: stesso volume di acqua allocata, stesso costo totale delle risorse e degli impianti e stesso utilizzo delle singole risorse del modello completo di riferimento.

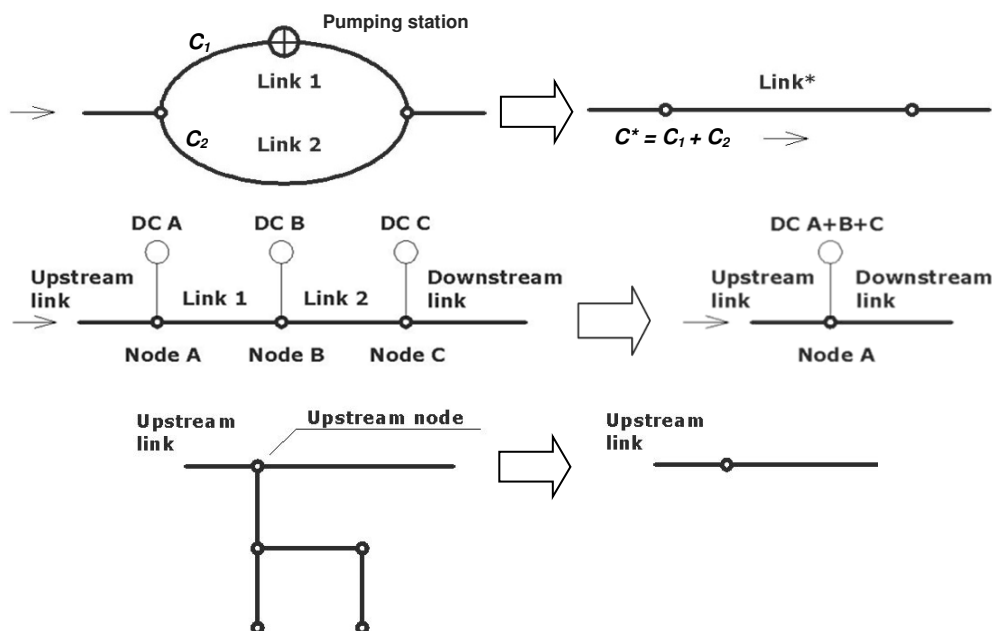


Fig. 1. In alto: condotta equivalente a due condotte in parallelo con capacità idrauliche (Ml/d) C_1 e C_2 ; al centro: aggregazione di centri di domanda in corrispondenza di un nodo di monte; in basso: rimozione di un ramo terminale: è necessario aggregare i centri di domanda ed aggiungere il tasso di perdita (Ml/d) delle condotte del ramo terminale al tasso di perdita della condotta di monte (*upstream link*).

3 CASO DI STUDIO

Il sistema adottato come caso di studio è un sistema idrico regionale con usi multipli (civili, irrigui ed industriali), che serve un'area con più di 4.000.000 di abitanti. Il modello completo, validato con i tecnici del Gestore, che rappresenta lo stato di fatto del sistema, consta di 716 elementi, di cui 108 centri di domanda, 354 elementi condotta e 36 elementi pozzo, e gira su base giornaliera. L'*input* idrologico utilizzato è quello dell'anno medio; i deflussi totali mensili medi in ingresso ai serbatoi e le portate mensili medie delle sorgenti, vengono suddivisi dal modello in valori giornalieri costanti per ciascun mese.

Sono stati considerati tre differenti schemi scheletrizzati (Figura 2). Lo Schema 1, corrispondente al massimo livello di semplificazione, consta di 185 componenti totali (con una riduzione del 75% del numero di componenti rispetto al modello completo), di cui 18 centri di domanda, 85 elementi condotta e 9 elementi pozzo. Lo Schema 2 è stato ottenuto dallo Schema 1 riducendo il livello di aggregazione dei pozzi e comprende 228 elementi in totale, di cui 18 centri di domanda, 106 elementi condotta e 28 elementi pozzo. Infine, lo Schema 3 è stato ottenuto dallo Schema 2, dividendo il centro di domanda "Area L" in quattro centri di domanda "DC M1 (Area L)", "DC M2", "DC M3" e "DC M4", ognuno alimentato da un elemento pozzo. Come si vedrà nel seguito, ciò ha permesso di migliorare i risultati del modello scheletrizzato (in termini di aderenza a quelli del modello completo) con un minimo incremento dell'onere computazionale. Lo Schema 3 consta di 236 componenti complessivi, di cui 21 centri di domanda, 111 elementi condotta e 28 elementi pozzo.

4 RISULTATI E CONCLUSIONI

La Tabella 1 riporta, per ciascuno schema, i prelievi dai serbatoi e dalle sorgenti ed i costi operativi complessivi in termini percentuali rispetto ai risultati del modello completo, nonché le percentuali di soddisfacimento delle domande in termini assoluti.

I risultati dello Schema 1 sono poco convincenti in quanto non riproducono bene quelli del modello completo di riferimento. Ciò è dovuto all'eccessivo livello di aggregazione degli elementi. L'aggregazione di differenti pozzi in un unico elemento pozzo è stata infatti condotta sommando le portate massime di ciascun di essi ed utilizzando come costo unitario la media pesata dei costi unitari corrispondenti, con pesi le portate massime emungibili. Questo approccio determina un utilizzo dei pozzi maggiore nello Schema 1 che nel modello completo di riferimento, con un incremento dei costi totali. Questo problema è superato nello Schema 2, evitando di aggregare pozzi con costi unitari differenti. In tal modo, i risultati dello schema 2 risultano in generale più vicini a quelli del modello di riferimento, benché il livello di soddisfacimento delle domande ed i costi totali siano ancora leggermente inferiori. Si ottiene infine una migliore riproduzione delle performance del sistema (rappresentate dal modello di riferimento) con lo Schema 3, suddividendo il centro di domanda "Area L" in quattro centri di domanda alimentati dal sistema e dai pertinenti pozzi locali.

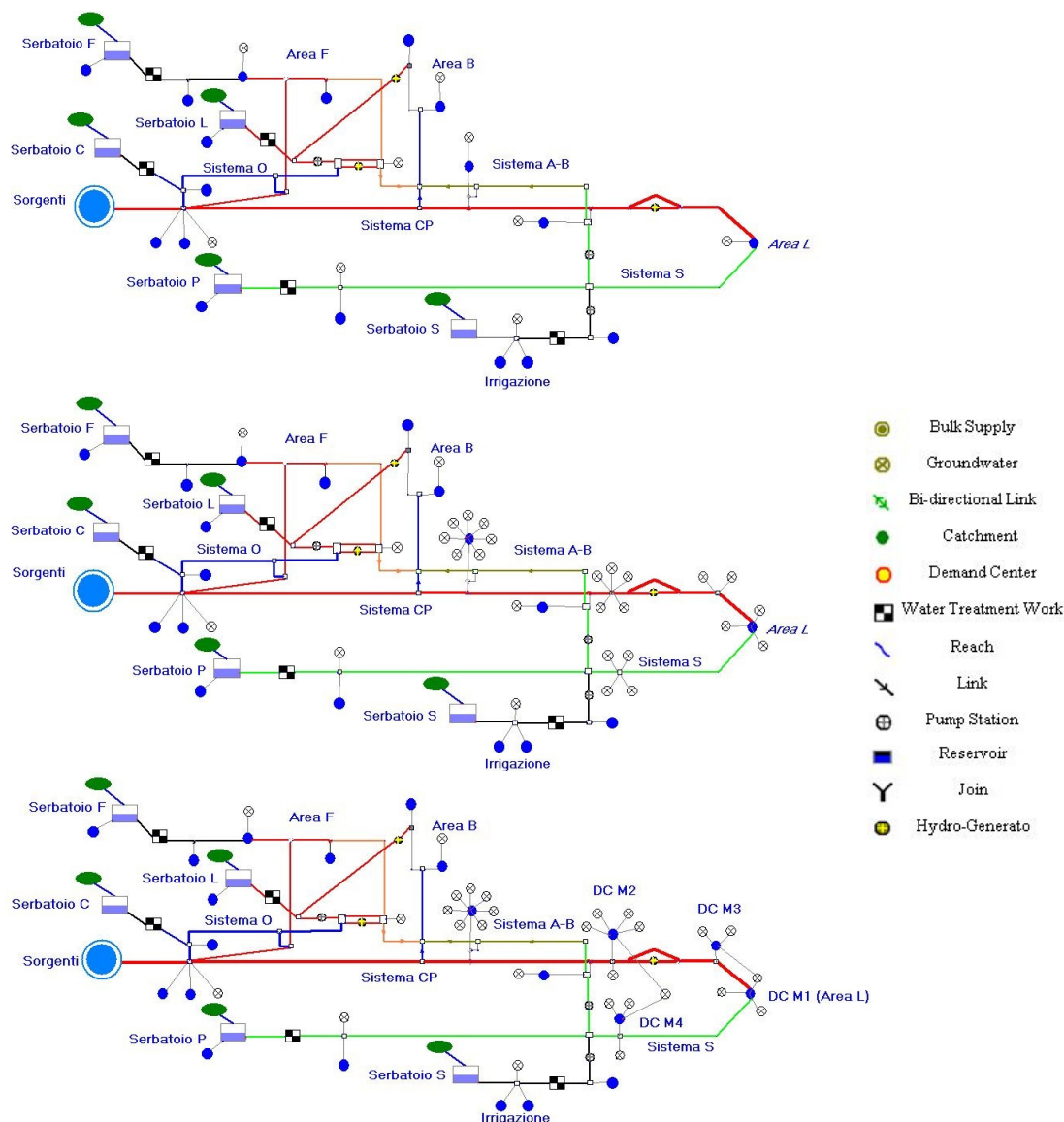


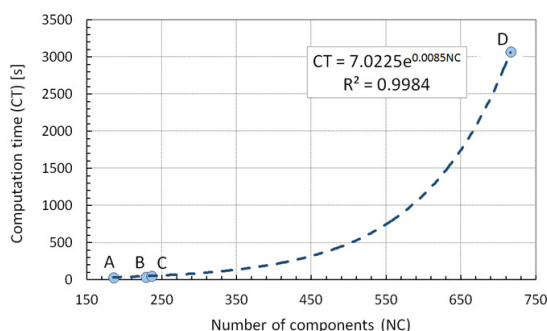
Fig. 2. Schemi topologici dei modelli scheletrizzati. Dall'alto verso il basso: Schema 1, Schema 2, Schema 3.

In ultimo, la Figura 3 mostra come la scheletrizzazione riduca drasticamente i tempi di simulazione: i dati si riferiscono ad una macchina con un processore da 2.10 GHz e 2 GB di RAM. I tempi di calcolo sono ridotti di circa il 99%. Risultati analoghi sono stati ottenuti su una macchina ben più performante (equipaggiata con processore *quad core* da 3,40 GHz e 8 GB di RAM), con cui la riduzione dei tempi di calcolo dei modelli scheletrizzati rispetto al modello completo è di circa il 95%. Sulla base questo, in vero,

ridotto gruppo di schemi semplificati, il rapporto fra tempi di calcolo e numero di elementi del modello (si ricorda, basato su tecniche di programmazione lineare) sembra seguire una legge esponenziale.

	Modello Completo	Schema 1	Schema 2	Schema 3
Soddisfacimento domanda totale [%]	99,43%	99,12%	99,01%	99,99%
Soddisfacimento domanda civile [%]	96,89%	97,00%	96,82%	97,34%
Prelievi da pozzi [Mm ³]	-	134,80%	89,45%	93,01%
Prelievi dalle sorgenti [Mm ³]	-	100,00%	100,00%	100,00%
Prelievi dal serbatoio F [Mm ³]	-	100,00%	100,00%	100,00%
Prelievi dal serbatoio C [Mm ³]	-	122,35%	122,35%	120,86%
Prelievi dal serbatoio L [Mm ³]	-	39,87%	39,87%	39,87%
Prelievi dal serbatoio P [Mm ³]	-	102,22%	102,22%	102,22%
Prelievi dal serbatoio S [Mm ³]	-	93,44%	99,38%	100,47%
Totale prelievi [Mm ³]	-	99,69%	99,58%	100,10%
Totale costi [M€]	-	92,75%	99,46%	100,50%

Tab. 1. Confronto fra i risultati del modello completo e dei modelli scheletrizzati. Il soddisfacimento della domanda è espresso in termini assoluti, mentre i prelievi dalle fonti ed i costi operativi totali sono espressi in percentuale rispetto al modello di riferimento.



	A Scheme 1	B Scheme 2	C Scheme 3	D Scheme Zero
Number of components	185	228	236	716
Computation time	00:00:36	00:00:43	00:00:55	00:51:18

Fig. 3. Tempi di calcolo (CT) in funzione del numero di componenti complessivo dei modelli scheletrizzati (NC) e curva esponenziale interpolante.

Sembra dunque esistere un limite di complessità, al di sotto del quale il numero di componenti del modello ha un effetto trascurabile sui tempi di calcolo. Di conseguenza non è in genere conveniente spingersi troppo oltre con il livello di scheletrizzazione, dal momento che le riduzioni dei tempi di simulazione diventano marginali.

Tuttavia ci sono applicazioni per le quali la minimizzazione dei tempi di calcolo è un fattore cruciale, come nel caso in cui i modelli vengano accoppiati a tecniche di ottimizzazione meta-euristiche, quali gli algoritmi genetici, che prevedono l'esecuzione di migliaia di simulazioni. In questi casi, un modello estremamente semplificato può essere impiegato per la valutazione di un gran numero di scenari di funzionamento alternativi, o di alternative infrastrutturali di progetto, ed i più promettenti possono essere successivamente analizzati più approfonditamente con un modello completo di dettaglio.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Eggerger, C.L. & Polkowski, L. Network Modeling and the Impact of Modeling Assumptions, Journal of the American Water Works Association, 1976, 68(4),189.
- Oxford Scientific Software Ltd., A Guide to Aquator, Aquator, Water Resources Modelling Software by Oxford Scientific Software, <http://www.oxscisoft.com/index.aspx>, Jan. 2015.
- Rani, D. & Moreira, M. A survey and potential application in reservoir systems operation, Water Resour. Manag., 24 (2010), 1107-1138.
- Shamir, U. & Hamberg D. Schematic Models for Distribution Systems Design I: Combination Concept. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 1988a, 114(2), 129.
- Shamir, U. & Hamberg D. Schematic Models for Distribution Systems Design II: Continuum Approach. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 1988b, 114(2), 141.
- Walski, T.M., Chase, D.V., Savic, D.A., Grayman, W., Beckwith, S. & Koelle, E. Advanced Water Distribution Modeling and Management, First Edition, Bentley Institute Press, Exton, Pennsylvania USA, May 15, 2007, ISBN: 9781934493014.

NUMERICAL INVESTIGATION OF THE LINEARIZATION EFFECTS IN FREQUENCY DOMAIN TRANSIENT MODELS

Caterina Capponi¹, Aaron C. Zecchin², Marco Ferrante¹, Jinzhe Gong²

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, The University of Perugia, Via G. Duranti 93, 06125 Perugia, Italy;

(2) School of Civil, Environmental and Mining Engineering, The University of Adelaide, South Australia 5005, Australia

KEY POINTS:

- Frequency domain models require a reduced computational burden with respect to time domain models. The difference is noticeable for complex systems.
- The integration of the governing equations in frequency domain requires a linearization about an operating point of the friction term for turbulent flows.
- A correction factor is introduced to change the operating point and the improvement in terms of equivalence with the time domain models is investigated.

1 INTRODUCTION

Transients can be used as a diagnostic tool in Water Distribution Systems (WDS) to analyse systems behaviour and to detect anomalies (e.g. leaks, partial blockages, illegal branches, pipe wall deterioration). When a transient is simulated, the governing equations (Chaudhry, 2014; Wylie and Streeter, 1993) can be solved in the time domain (e.g. with the Method of Characteristics, MoC), or, after being linearized, in the frequency domain. Several approaches are presented in the literature for modelling transients in the frequency domain. For simple systems the impedance method (IM) and the transfer matrix method (Chaudhry, 2014) are commonly used, while the impedance matrix method (Kim, 2007) and the admittance matrix method (Zecchin et al., 2009, 2010) are more suitable in the case of complex systems.

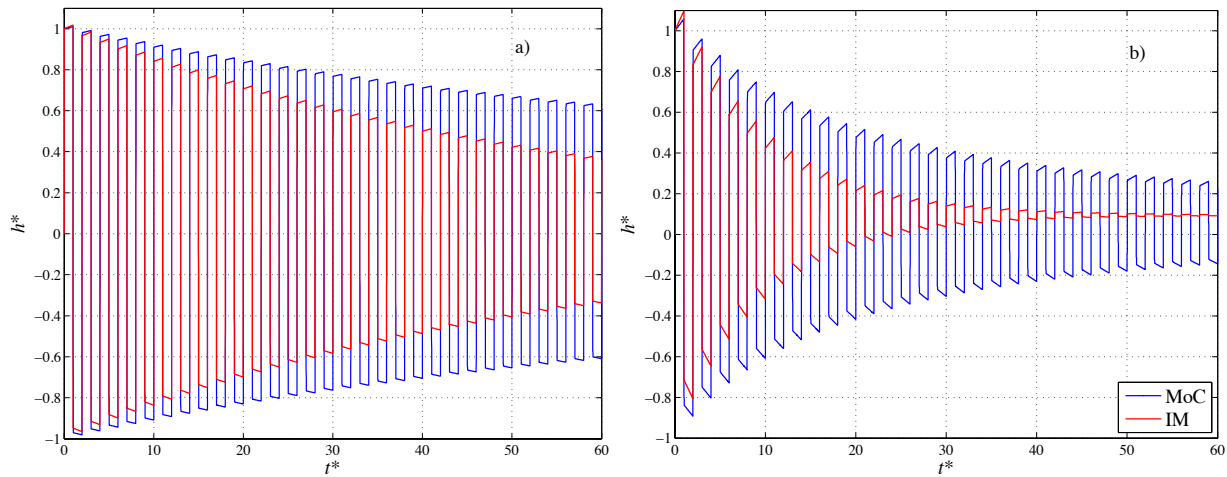


Figure 1. Comparison between MoC and IM results for $Re_0 = 1.36 \cdot 10^4$ (a) and for $Re_0 = 1.36 \cdot 10^5$ (b).

Time domain analysis, by means of the MoC, is a well-established procedure and, when the considered system is relatively simple, the time required for the computation is reasonable. For complex systems the need of a constant time step and a disadvantageous combination of wave speeds and lengths of the pipes may result in an excessive computational burden or in an unsatisfactory approximation of the solution. These disadvantages are overcome by frequency domain models. They don't need a time-space grid and the arrival times of the reflected waves at a chosen measurement section do not depend on a space-grid approximation. Another advantage of frequency domain models is that the time required for the computation is significantly lower with respect to the time domain analysis, especially when complex systems are studied. After solving the linearized governing equations in the frequency domain, it is also possible to evaluate the solution in the

time domain by means of an inverse transform process (inverse Fourier transform), and so the system behaviour is mapped from frequency to time and continuously in space, because of the absence of a time-space grid. The main disadvantage of the frequency domain models is the required linearization of the governing equations that allows the use of the Fourier transform (*Lee et al., 2005*). Nonlinearities, like steady-friction for turbulent flows and non-linear boundary condition at the manoeuvre valve, cannot be implemented in these models and their linearization gives place to an approximation in the results. As outlined in *Wylie and Streeter (1993)*, the steady-friction term is linearized about an operating point, which usually is the initial state of the system. As a consequence, the linearized term takes into account just the initial value of the flow in determining the linear resistance coefficient of the pipe. In case of a closure manoeuvre, an overestimation of the friction term and hence of the head losses occurs, so that the pressure signal resulting from the frequency domain model is characterized by a faster damping with respect to the MoC solution. These differences increase with the initial flow and with the duration of the simulation, as shown in Fig.1 where the results of MoC and IM simulations are compared, in terms of dimensionless piezometric head, h^* , and dimensionless time, t^* , for two different values of the initial Reynolds number, Re_0 .

2 ANALYSIS AND RESULTS

To improve the performance of frequency domain modelling, i.e. to produce a result as equivalent as possible to the MoC solution, a correction factor, F , has been introduced in the IM model for turbulent flows (*Capponi et al., subm.*). The effect is a change in the operating point where the steady-friction term is linearized aiming to reduce the overestimation of the head losses. A sensitivity analysis has been conducted in the case of an elastic reservoir-pipe-valve (R-P-V) system, in order to find the values of F that improve at best the IM performance, for different values of Re_0 and t^* . The Nash-Sutcliffe efficiency coefficient, NS , has been used to evaluate such performance in comparison with the MoC results. The results of the sensitivity analysis are shown in Fig. 2. This figure can be used as a “lookup” chart for F depending on the R-P-V system properties of interest. It can be observed that, for low values of both initial Reynolds number and duration of the simulation, the optimal F assumes values around 0.9 and so the overestimation of the head losses to be compensated is not significant. When Re_0 and t^* increase, the head losses are remarkably overestimated and so the optimal F decreases to less than 0.4.

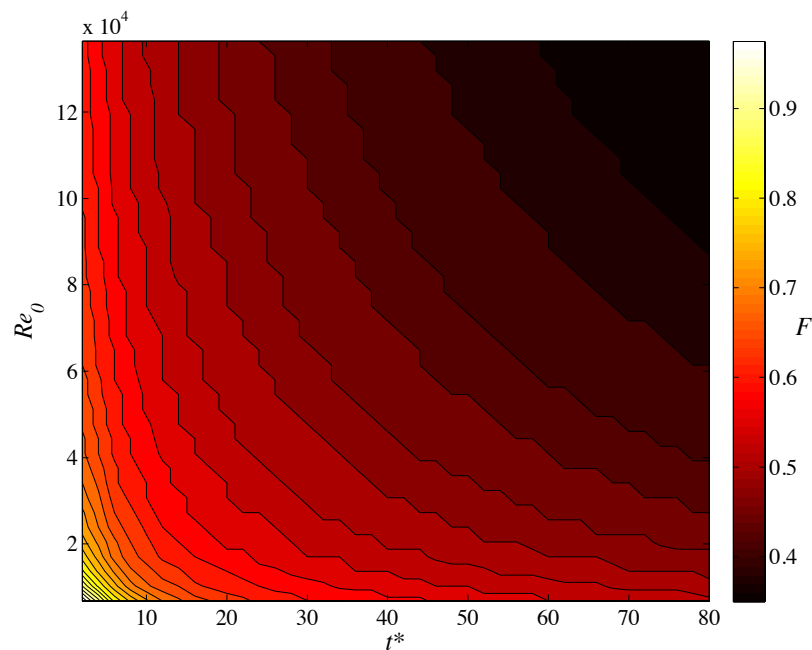


Figure 2. Diagram of the best values of the correction factor, F , to be chosen depending on Re_0 and t^* in order to have the maximum NS , for the case of elastic R-P-V system.

Applying the optimal F found by means of this analysis to the evaluation of the steady-friction term in the IM for the transients of Fig. 1, it is possible to observe clearly the improvement in the IM results due to the introduction of the correction factor (Fig. 3). The differences between the two models are significantly smaller than those shown in Fig. 1, the damping of the signal is similar and so the IM performance has been improved in terms of equivalence with respect to the MoC solution.

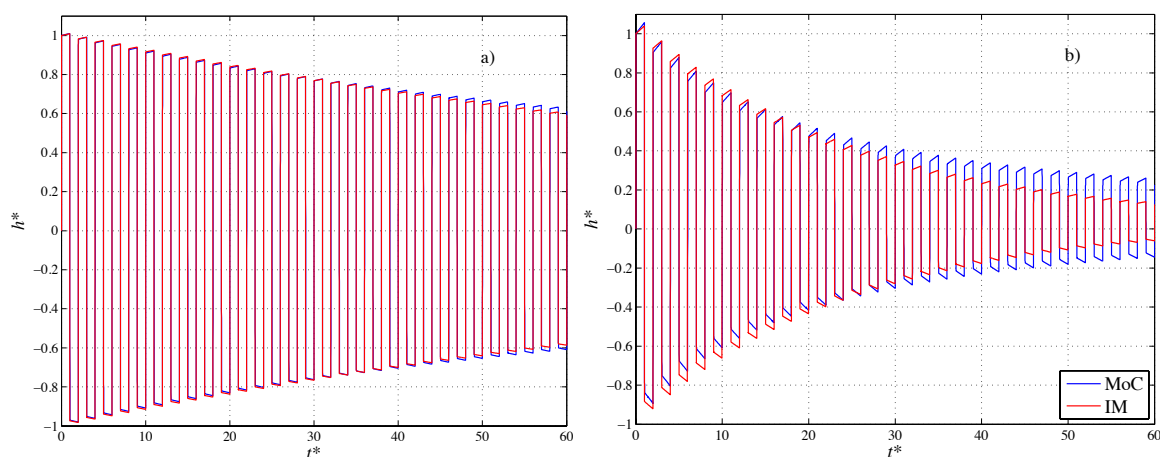


Figure 3. Comparison between MoC and IM results for $Re_0 = 1.36 \cdot 10^4$ and $F = 0.5$ (a), and for $Re_0 = 1.36 \cdot 10^5$ and $F = 0.4$ (b).

ACKNOWLEDGMENTS

This research has been funded by the University of Perugia and by the Italian Ministry of Education, University and Research (MIUR) under the Project of Relevant National Interest “Tools and procedures for an advanced and sustainable management of water distribution systems”.

REFERENCES

- Capponi, C., Zecchin, A.C., Ferrante, M., Gong, J. Submitted. Numerical study on accuracy improvement of linearized impulse-response modeling of transients in smooth pipes. *Journal of Hydraulic Research*, IAHR.
- Chaudhry, M.H., 2014. *Applied Hydraulic Transients*. Springer New York.
- Kim, S., 2007. Impedance matrix method for transient analysis of complicated pipe networks. *Journal of Hydraulic Research* 45, 818–828.
- Lee, P.J., Vitkovsky, J.P., Lambert, M.F., 2005. Frequency domain analysis for detecting pipeline leaks. *Journal of Hydraulic Engineering* 131, 596–604.
- Wylie, B.E., Streeter, V.L., 1993. *Fluid Transients in Systems*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, USA.
- Zecchin, A.C., Lambert, M.F., Simpson, A.R., White, L.B., 2010. Frequency-Domain Modeling of Transients in Pipe Networks with Compound Nodes Using a Laplace-Domain Admittance Matrix. *Journal of Hydraulic Engineering* 136, 739–755.
- Zecchin, A.C., Simpson, A.R., Lambert, M.F., White, L.B., Vitkovsky, J.P., 2009. Transient Modeling of Arbitrary Pipe Networks by a Laplace-Domain Admittance Matrix. *Journal of Engineering Mechanics-Asce* 135, 538–547.

KELVIN-VOIGHT 1-D MODELS FOR SIMULATING TRANSIENTS IN VISCOELASTIC PIPES: INFLUENCE OF PIPE LENGTH AND LIMITS

Giuseppe Pezzinga¹, Bruno Brunone², Silvia Meniconi² & Elisa Mazzetti²

(1) Department of Civil Engineering and Architecture University of Catania; (2) Department of Civil and Environmental Engineering, University of Perugia

KEY POINTS

- The calibration of the viscoelastic parameters of Kelvin-Voigt models with 2, 3, 5, and 7 parameters –carried out by a micro-genetic algorithm – allows reproducing experimental transient tests for different pipe length.
- The retardation time depends strongly on the pipe length.
- The results put into evidence that the approach followed up to now to evaluate the performance of the KV models must be revisited in some way.

1 INTRODUCTION

The attenuation of pressure peaks during transients in polymeric pressurized pipes or rather, its larger entity with respect to that given by the "classical" water-hammer models has been the main thrust of intense research activities with the aim of refining more reliable numerical models. This is the case of the wide literature on fluid-structure interaction, where the role of polymeric pipe materials is investigated in detail (e.g., Keramat et al., 2012) and gave rise to different viscoelastic models to simulate the pipe viscoelastic behavior (Ferry, 1980; Franke & Seyler, 1983). With respect to the elastic pipes, for polymeric ones the most important features to model are the retarded strain for a given applied load and its effects on the value of the pressure wave speed. One of the approaches that can be followed is the so-called Kelvin-Voigt (hereafter referred to as KV) model. The time-dependent strain behavior of the polymeric pipes – the so-called creep function – depends on the molecular structure, stress time-history, and temperature. In the KV models the creep function is simulated by considering a combination of elements such as springs – having an elastic response – and dashpots – with a linear viscous behaviour: the larger the number of such elements, the better the description of the pipe material behavior. As shown in Covas et al. (2004), the creep function obtained by mechanical tests on pipe samples does not represent the actual mechanical behavior of the material in the pipe system – but it provides an approximate trend – since it does not take into account the pipe constraints and stress time-history experienced during transients. Thus, to improve the reliability of the transient models, the KV parameters have been evaluated as the unknowns of an inverse transient analysis (ITA) (Covas et al., 2005; Weinerowska-Bords, 2015). The above brief discussion about the modeling of transients in polymeric pipes concerns simple pipes (i.e., pipes with a constant diameter and uniform geometrical characteristics). In literature less attention has been devoted to the analysis of the dependence of the KV parameters on the configuration of the pipe system and their evolution in time (Meniconi et al., 2012a, 2012b, 2013, 2014; Pezzinga, 2014; Evangelista et al., 2015).

This paper explores the effect of the pipe length and then of its period for a reservoir-pipe-valve system. Particularly, within a ITA procedure by means of a 1-D model, the viscoelastic parameters for pipe systems with given geometrical characteristics but a different length are evaluated.

2 MATERIALS AND METHOD

Experiments have been carried out at the *Water Engineering Laboratory* of the University of Perugia, Italy. The facility consists of a high density polyethylene (HDPE) pipe – internal diameter $D = 93.3$ mm, and wall thickness $s = 8.1$ mm – supplied by a pressurized tank. A pneumatic valve – used to generate fast transients – is placed at the downstream end section, discharging in the air. As an example, three tests have been considered with the same pre-transient discharge, $Q_0 = 4$ l/s (with the subscript 0 indicating the pre-transient conditions), but different pipe length, L ($= 95.3$ m for test 1, 128.6 m for test 2, and 200.0 m for test 3). The pressure signals, H , are acquired at 1024 Hz by means of piezoresistive transducers placed at the supply tank and 0.6 m upstream of the maneuver valve.

According to literature (Ghilardi & Paoletti, 1986; Pezzinga *et al.*, 2014), the complete 1-D model to simulate transients in pressurized viscoelastic pipes is based on the continuity and momentum equations:

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\rho a_i^2}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} + 2\rho a_i^2 \sum_{k=1}^n \frac{\partial \varepsilon_k}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + g \frac{\partial H}{\partial x} + g S_f = 0 \quad (2)$$

with p = internal pressure, t = time, x = distance along pipe axis, ρ = fluid density, a_i = pressure wave speed, and S_f is the friction force per unit weight, with the friction factor evaluated within the quasi-steady approximation. In this paper the behavior of the polymeric pipe wall is simulated by a series of a simple spring – which represents the instantaneous strain component, $\varepsilon_i = \sigma/E_i$ (where σ is the circumferential normal stress, and E_i which is the instantaneous Young's modulus of elasticity is used to evaluate a_i) and a KV model with n elements, with each element being a spring combined in parallel with a dashpot that represents the retarded strain component, ε_r :

$$\varepsilon_r = \sum_{k=1}^n \varepsilon_k \quad (3)$$

Consequently, the last term of equation (1) can be described by:

$$\frac{d\varepsilon_k}{dt} = \frac{1}{\theta_k} \left(\frac{D\lambda}{2sE_k} p - \varepsilon_k \right) \quad (4)$$

where E_k being the modulus of elasticity of the generic k element, θ_k is the retardation time, and λ is a parameter depending on the pipe constraint conditions and the Poisson coefficient. For the examined polyethylene pipe for simplicity λ was assumed equal to 1.

3 PARAMETER CALIBRATION AND ANALYSIS OF RESULTS

The values of the viscoelastic parameters were obtained by an optimization procedure based on a micro-genetic algorithm by considering the following fitness function:

$$f = \frac{1}{\sum_{i=1}^N (H_c^i - H_m^i)^2} \quad (6)$$

where the subscripts c and m indicate the computed and measured value, respectively, and N is the number of the considered values. All the evaluations were made for duration of about 17 periods, since in the later phases the pressure oscillations are negligible. Preliminary tests allowed evaluating the parameters of the valve manoeuvre, i.e., the manoeuvre time and the opening area of the valve vs. time. The calibration procedure of KV models with 2 parameters (i.e., a single KV element), 3 (i.e., a single spring connected in series with a KV element), 5, and 7 parameters has been executed. The results of the 1-D model are reported in Table 1. It can be noted that the elastic modulus does not depend on the length, with the exception of the 7 parameters model, and the retardation time depends on the length, confirming generally the linear correlation between retardation time and period (Pezzinga, 2014). To compare the results, the root-mean-square error, e ($=1/\sqrt{N*f}$) of the computed head at the valve with respect to the experimental one was considered. In Fig. 1a the errors of the models with 2, 3, 5, and 7 parameters are compared: as expected, on a single test, the error decreases when the number of the parameter increases, but the differences between the errors of the models with 5 and 7 parameters are very small. Moreover, in Fig. 1b and 1c (for model with 2, 3 parameters, respectively) the retardation time, θ_1 , vs. the pipe period, T_p ($= 4L/a$) is shown, along with the linear interpolation law: $\theta_1 = b_1 T_p$ (the values of the coefficients b_1 are indicated in Fig. 1b and 1c).

It is worthy of noting that the evaluation of the period was made by means of the wave speed of the 2 parameter model, considered as the best approximation of the equivalent wave speed. The coefficient of

determination, R^2 decreases when the number of parameters increases (= 0.9918 and 0.8773 for 2 parameters model and 3 parameters model, respectively). However, the worst values of R^2 are obtained for the 5 parameters model, with a negative coefficient of determination for θ_2 (not shown). This confirms the result obtained by Pezzinga (2014): the smaller the number of the mechanical parameters of the model, the simpler the search for general laws of dependence of the parameters on the characteristics of the pipe, primarily of the retardation time on the period.

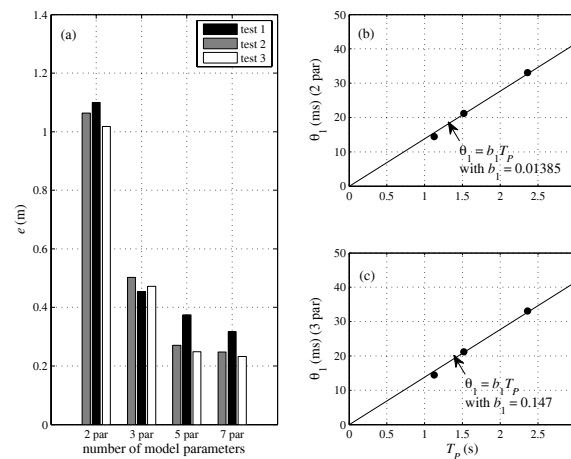


Figure 1. a) Errors of the models with 2, 3, 5, and 7 parameters, and retardation times θ_1 vs. measured oscillations period T_p for models with b) 2 parameters), and c) 3 parameters).

Test	Number of parameters	$E_t(\text{N/mm}^2)$	$E_l(\text{N/mm}^2)$	$\theta_1(\text{ms})$	$E_2(\text{N/mm}^2)$	$\theta_2(\text{ms})$	$E_3(\text{N/mm}^2)$	$\theta_3(\text{ms})$
1	2	-	1406	14.44	-	-	-	-
	3	1547	8573	169.8	-	-	-	-
	5	1555	10000	403.5	18460	70.00	-	-
	7	1562	11190	313.8	21930	56.14	3371	17670
2	2	-	1387	21.23	-	-	-	-
	3	1526	7753	254.4	-	-	-	-
	5	1557	7484	565.3	18560	57.28	-	-
	7	1556	7820	582.6	18370	59.76	6842	21570
3	2	-	1385	33.13	-	-	-	-
	3	1552	7687	325.0	-	-	-	-
	5	1581	9238	624.4	17620	84.11	-	-
	7	1586	9500	653.8	16670	83.02	8950	40350

Table 1. Calibrated parameters of the 1-D model.

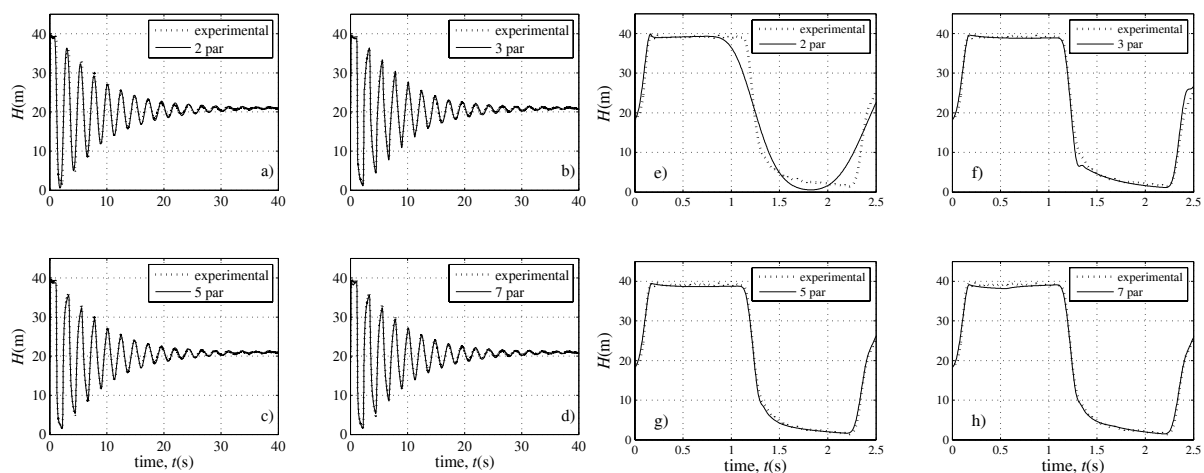


Figure 1. 1-D model: computed vs. measured head oscillations for test 3 in the long term, and in the first time period: a), e) 2 parameters; b), f) 3 parameters; c), g) 5 parameters; d), h) 7 parameters, respectively.

As an example, in Fig. 2a-2d experimental and numerical head oscillations of test 3 are compared for different numbers of KV elements. The eye comparison does not allow analysing the performance of the different models, which seem all reliable in reproducing experimental data. Thus, a detailed view in the first time period is shown in Fig. 2e-h: it can be observed that: (i) the model with 2 parameters does not simulate properly the shape of the head trace, with the numerical trace being smoother than the experimental one (Fig. 2e); (ii) at the end of the first half period the model with one KV element (3 parameters) differs significantly from the experimental results (Fig. 2f); and (iii) although the model with 3 KV elements (7 parameters) has the lower error, its performance is worse in the phase of the transient before the arrival of the first pressure wave reflected by the tank, since it shows an oscillation not present in the experimental signal.

4 CONCLUSIONS

The calibration of the viscoelastic parameters of KV models with 2, 3, 5, and 7 parameters has been carried out by a micro-genetic algorithm minimizing the error of the numerical results with respect to transient pressure of experimental tests for different pipe length. A 1-D has been taken into account. The analysis of the results puts into evidence that the elastic modulus generally does not depend on the length and the retardation time depends on the length, confirming the linear correlation between retardation time and period already found by *Pezzinga* (2014). In conclusion, since the values of KV parameters is not uniquely dependent on the pipe material and constrains, the approach followed up to now to simulate transients in viscoelastic pressurized pipes must be revisited in some way.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research is funded by the University of Perugia, Italian Ministry of Education, University and Research – under the Projects of Relevant National Interest “Advanced analysis tools for the management of water losses in urban aqueducts” and “Tools and procedures for an advanced and sustainable management of water distribution systems” – and Fondazione Cassa Risparmio Perugia, under the project “Hydraulic and microbiological combined approach towards water quality control (no. 2015.0383.021)”.

REFERENCES

- Covas, D., Stoianov, I., Mano, J.F., Ramos, H., Graham, N. & Maksimovic, C. The dynamic effect of pipe-wall viscoelasticity in hydraulic transients. Part I: experimental analysis and creep characterization, *J. Hydraul. Res.*, 2004, 42(5), pp. 516-530.
- Covas, D., Stoianov, I., Mano, J.F., Ramos, H., Graham, N. & Maksimovic, C. The dynamic effect of pipe-wall viscoelasticity in hydraulic transients. Part II - Model development, calibration and verification, *J. Hydraul. Res.*, 2005, 43(1), pp. 56-70.
- Evangelista, S., Leopardi, A., Pignatelli, R. & de Marinis, G., Hydraulic transients in viscoelastic branched pipelines, *J. Hydraul. Eng.*, 2015, 141(8), pp. 04015016.
- Ferry, J.D. Viscoelastic properties of polymers, John Wiley and Sons, Chichester, England, 1980.
- Franke, P.G. & Seyler, F., Computation of unsteady pipe flow with respect to viscoelastic material properties, *J. Hydraul. Res.*, 1983, 21(5), pp. 345-353.
- Ghilardi, P. & Paoletti, A., Unsteady-state flow in viscoelastic pipes, *L'Energia Elettrica*, 1986, no. 7-8, pp. 273-282 (in Italian).
- Keramat, A., Tijsseling, A.S., Hou, Q. & Ahmadi, A., Fluid-structure interaction with pipe-wall viscoelasticity during water hammer, *J. Fluids Struct.*, 2012, 28, pp. 434-455.
- Meniconi, S., Brunone, B., Ferrante, M. & Massari, C., Transient hydrodynamics of in-line valves in viscoelastic pressurised pipes. Long period analysis, *Exp. Fluids*, 2012a, 53(1), pp. 265-275.
- Meniconi, S., Brunone, B. & Ferrante, M., Water hammer pressure waves interaction at cross-section changes in series in viscoelastic pipes, *J. Fluids Struct.*, 2012b, 33(1), pp. 44-58.
- Meniconi, S., Brunone, B., Ferrante, M. & Massari, C., Numerical and experimental investigation of leaks in viscoelastic pressurized pipe flow, *Drinking Water Eng. Sci.*, 2013, 6(1), pp. 11-16.
- Meniconi, S., Brunone, B., Ferrante, M. & Massari, C., Energy dissipation and pressure decay during transients in viscoelastic pipes with an in-line valve, *J. Fluids Struct.*, 2014, 45, pp. 235-249.
- Pezzinga, G., Evaluation of time evolution of mechanical parameters of polymeric pipes by unsteady flow runs.” *J. Hydraul. Eng.*, 2014, 140(12), pp. 04014057.
- Pezzinga, G., Brunone, B., Cannizzaro, D., Ferrante, M., Meniconi, S. & Berni, A., Two-dimensional features of viscoelastic models of pipe transients, *J. Hydraul. Eng.*, 2014, 140(8), pp. 04014036.
- Weinerowska-Bords, K., Alternative approach to convolution term of viscoelasticity in equations of unsteady pipe flow, *J. Fluids Eng.*, 2015, 137(5), pp. 054501.

OTTIMIZZAZIONE DI UN SISTEMA DI ADDUZIONE VINCOLATA ALLA QUALITÀ DELLA RISORSA

Valeria Puleo¹, Vincenza Notaro¹, Gabriele Freni² & Goffredo La Loggia¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile Ambientale Aerospaziale e dei Materiali, Università di Palermo, Viale delle Scienze, 90128 Palermo; (2) Facoltà di Ingegneria e Architettura, Università di Enna "Kore", Cittadella Universitaria, 94100 Enna

ASPETTI CHIAVE:

- Il problema dell'uso di fonti con qualità differente all'interno di un sistema di adduzione è stato analizzato con particolare interesse alle problematiche connesse alla qualità della risorsa
- Il parametro di qualità preso in considerazione è la temperatura, che in climi caldi può compromettere le caratteristiche organolettiche dell'acqua e rappresentare un pericolo per la salute umana
- Un algoritmo di ottimizzazione è stato messo a punto per minimizzare contestualmente i costi della risorsa e quelli energetici soddisfacendo vincoli idraulici, operativi e di temperatura di servizio

1 INTRODUZIONE

L'interesse per la modellazione idraulica dei sistemi idrici, con particolare riferimento alla qualità, è stato orientato negli ultimi anni sia agli aspetti concernenti l'uso di diverse fonti di approvvigionamento all'interno di una singola rete di distribuzione; sia allo studio della variazione dei parametri di qualità attraverso l'analisi del decadimento dei disinfettanti e/o della crescita di microrganismi; sia per individuare eventi deliberati o accidentali in cui i contaminanti entrano all'interno del sistema (Ostfeld, 2005). In letteratura sono stati proposti diversi metodi per l'ottimizzazione della gestione di fonti con qualità differenti all'interno di un unico sistema. L'allocazione ottimale dei volumi idrici provenienti da diverse fonti (e.g. acque superficiali, sotterranee, saline) è generalmente ottenuta minimizzando una funzione di costo, che include sia i costi energetici (e.g. sistemi di sollevamento) che i costi della risorsa, soggetta ai vincoli di qualità dell'acqua. Spesso, i gestori del servizio idrico impongono un certo grado di miscelazione in determinati punti di controllo, così da garantire a valle la qualità desiderata. Yang et al. (2000) hanno proposto un modello non lineare che ottimizza la consegna dell'acqua contestualmente al raggiungimento dei requisiti di miscelazione. Per lo stesso problema Campbell et al. (2002) hanno applicato un approccio basato sulla programmazione lineare. Mentre Peng et al. (2012), oltre che del controllo del problema della miscelazione, si sono occupati di minimizzare le reazioni dannose innescate all'interno delle reti di distribuzione con condotte metalliche, attraverso un approccio di tipo fuzzy. Come mostrato da studi sperimentali (Imran et al., 2006) la qualità dell'acqua in acquedotto può essere interessata dal rilascio di prodotti della corrosione che cambiano proprio in funzione degli equilibri chimico-fisici. Recentemente Avni et al. (2013) si sono concentrati sull'ottimizzazione della miscelazione di acque provenienti da impianti di dissalazione con altre fonti considerando i costi della risorsa, quelli di pompaggio e quelli di mineralizzazione.

In questo articolo si presenta un metodo finalizzato alla minimizzazione dei costi energetici e della risorsa, imponendo un vincolo su un aspetto specifico della qualità ovvero la temperatura dell'acqua. Questa infatti in sistemi localizzati in aree piuttosto calde o in presenza di impianti di dissalazione di tipo termico, potrebbe eccedere i limiti di legge. L'uso della miscelazione con altri fonti di approvvigionamento potrebbe quindi rappresentare una soluzione a questo problema. Il metodo è stato applicato alla rete di adduzione della città di Gela (CL), alimentata da acque superficiali, sotterranee e dissalate.

2 IL PROBLEMA DI OTTIMIZZAZIONE

La funzione obiettivo è stata formulata considerando due termini di costo rispettivamente per l'energia e per la risorsa. La funzione di costo dell'energia, C_E in accordo con quanto riportato in Puleo et al. (2014), è formulata in forma implicita e pertanto la variabile decisionale è la portata sollevata nell'unità di tempo, Q_p^t , attraverso il quale sarà possibile successivamente programmare l'accensione/spengimento delle pompe. Il consumo di energia può essere infatti definito come una funzione della sola portata nel caso in cui la differenza di carico a monte e a valle della pompa non varia che di pochi metri. Ipotizzando di linearizzare tale relazione è possibile applicare, come algoritmo di risoluzione, la programmazione lineare (Zhang, 1998).

I coefficienti della funzione obiettivo sono quindi definiti come il prodotto tra il costo unitario dell'energia, c_e^t e il coefficiente angolare della funzione lineare che esprime la relazione tra portata ed energia, k_p . La costante m_p , intercetta della retta, tiene conto dell'energia potenziale legata alla prevalenza totale della pompa. Per maggiori dettagli si rimanda a Puleo (2014). La funzione di costo della risorsa, C_R ha come variabile decisionale il volume prelevato nell'unità di tempo dalle fonti Q_s^t e come coefficienti il costo unitario di acquisto o produzione, c_r .

$$OF = \min \sum_{t=0}^T [C_E + C_R] = \min \sum_{t=0}^T [c_e^t (k_p Q_p^t + m_p) + c_r Q_s^t] \quad (1)$$

La funzione suddetta è soggetta a vincoli idraulici e operativi come il rispetto dell'equazione di continuità, dei livelli minimi e massimi e di una regolazione giornaliera senza deficit e sfiori per ciascun serbatoio presente nel sistema e del campo di funzionamento delle pompe nonché del volume massimo prelevabile da ciascuna fonte di approvvigionamento.

Il vincolo sulla temperatura di esercizio è stato integrato all'interno dell'equazione di continuità dei serbatoi, attraverso un tasso di miscelazione calcolato, attraverso l'equazione di equilibrio termico eq. (2), una volta note le temperature delle fonti T_n e fissata la temperatura che si desidera raggiungere all'equilibrio termico T_e .

$$T_e = \frac{\sum_{n=1}^N C_n m_n T_n}{\sum_{n=1}^N C_n m_n} \quad (2)$$

L'equazione (2) scritta in funzione della massa m_n e del calore specifico C_n , può essere facilmente riferita al volume semplicemente moltiplicando per la densità dell'acqua, che per l'applicazione oggetto di questo studio è stata considerata come costante. Per il vincolo sulla temperatura sono state fissate anche le seguenti ipotesi: 1) dispersioni/guadagni di calore lungo le condotte trascurabili; 2) scambi termici solo nei serbatoi cittadini dove vi è una completa e istantanea miscelazione; 3) l'acqua ha le stesse caratteristiche chimiche (e.g. contenuto in sali disciolti) a prescindere dalle fonti considerate; 4) solo le variazioni mensili di temperatura sono state prese in considerazione.

2.1 The case study

La città di Gela, si trova lungo la costa sud-orientale della Sicilia, viene alimentata con acque provenienti da risorse idriche superficiali (S1, S3, S4), sotterranee (S2) e da un dissalatore (DP). I volumi d'acqua dissalata sono forniti gratuitamente dall'impianto di dissalazione a servizio della raffineria in prossimità della città, come azione di mitigazione ambientale per le attività industriali ivi presenti, visti anche i problemi di scarsità idrica che caratterizzano questo territorio. Mentre sia le acque superficiali che sotterranee vengono acquistate da fornitori all'ingrosso. Tale sistema di approvvigionamento tende a favorire l'uso di acque dissalate, ma purtroppo tali acque soprattutto nel periodo estivo raggiungono temperature superiori a 25°C, che è il limite massimo imposto dalla legge al fine di evitare il proliferare di legionella.

La rete di distribuzione, suddivisa in due sottoreti, è alimentata dai serbatoi T1 (86 m s.l.m.) e T2 (59 m s.l.m.) aventi una capacità complessiva di 25000 m³/giorno utili ad approvvigionare circa 73000 abitanti residenti. Per consentire l'utilizzo delle acque dissalate, due impianti di pompaggio sono collegati ai suddetti serbatoi, mentre un terzo impianto alimenta il serbatoio di derivazione D1 che, posto a quota maggiore, è in grado di alimentare il serbatoio T2 a gravità. D1 riceve inoltre acque dalle fonti S1 e S3. Pertanto all'interno dei serbatoi cittadini T1 e T2 e in parte anche in quello di derivazione D1, nonostante i volumi ridotti, le acque dissalate si miscelano con quelle provenienti dagli invasi naturali o da fonti sotterranee (Figura 1).

In Tabella 2 si riportano i volumi massimi medi annui relativi alle quattro fonti naturali e i costi d'acquisto/produzione. Per quanto concerne l'impianto di dissalazione sono considerati solo i costi operativi relativi all'energia necessaria agli impianti di sollevamento. In particolare la tariffa dell'energia si distribuisce in tre fasce orarie: bassa (0.0934 €/KWh) dalle 10pm alle 6am; media (0.1568 €/KWh) dalle 7am a 10am; alta (0.1922 €/KWh) dalle 11am alle 2pm.

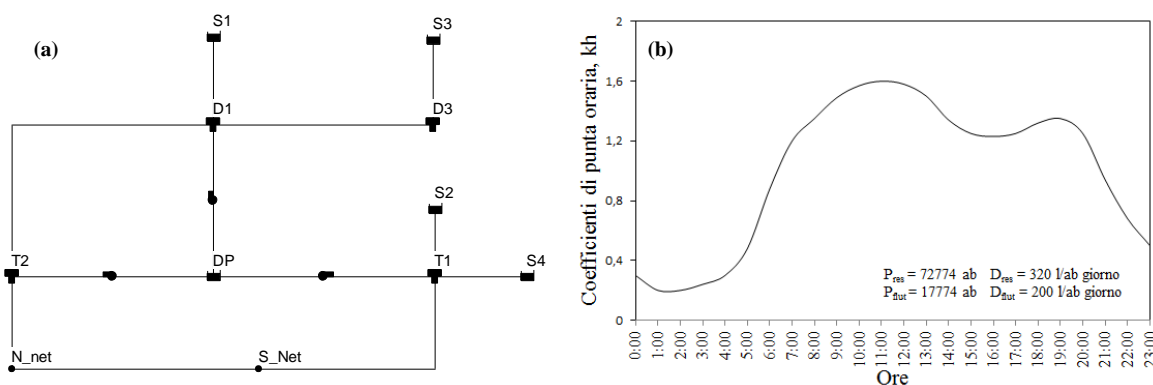


Figura 1. (a) Schema della rete di adduzione della città di Gela: S1, S2, S3 e S4 sono le fonti naturali; DP è l'impianto di dissalazione; D1 e D3 sono serbatoi di derivazione; T1 e T2 serbatoi cittadini; N_net e S_net sono i nodi dove è concentrata la domanda delle due sottoreti in cui è suddivisa la rete di distribuzione, (b) coefficienti di punta oraria.

Fonti	Volume massimo medio annuo (Mm ³ /anno)	Costo unitario risorsa (€/m ³)
S1	4.50	0.67
S2	3.30	0.74
S3	0.63	0.57
S4	7.00	0.57
DP*	9.50	-

* Per questa fonte sono considerati solo i costi operativi relativi all'energia necessaria agli impianti di sollevamento

Tabella 1. Volume massimo medio annuo prelevabile dalle fonti e il costo unitario della risorsa

3 RISULTATI

Il problema di ottimizzazione sopra descritto è stato risolto imponendo diversi valori di temperatura di equilibrio T_e al fine di indagare quale fosse l'influenza di questo parametro per il raggiungimento della soluzione di minimo costo. È quindi fissata la domanda ai nodi, pari alla portata media giornaliera su base mensile richiesta dalla rete cittadina, e sono noti i volumi idrici dei serbatoi, le curve caratteristiche delle pompe, le caratteristiche delle condotte (e.g. materiale, diametri) e anche la temperatura media mensile delle fonti (Figura 2). L'intervallo di tempo scelto per l'analisi è l'ora, assumendo implicitamente che al termine di ogni Δt le condizioni di equilibrio termico siano raggiunte, mentre il periodo d'analisi è esteso al giorno medio per il mese di riferimento. La funzione obiettivo quindi ha restituito il costo medio giornaliero dell'approvvigionamento per ciascun mese. Tuttavia per facilitare il confronto in Figura 2 i costi sono stati riportati su base mensile così da poter ottenere il costo totale annuo.

Per le condizioni simulate si evince che per T_e superiori a 20°C, la programmazione lineare riesce per tutti i mesi dell'anno a fornire una soluzione fattibile, ovvero capace di soddisfare tutti i vincoli idraulici, operativi e di temperatura. Mentre per T_e inferiori, la percentuale di soluzioni fattibili si riduce fino al 42% a causa sia delle temperature più elevate tra maggio e novembre delle fonti S1, S3, S4 e DP, sia per il volume idrico fornito dalla fonte più fredda S2 che si dimostra non sufficiente a spostare l'equilibrio verso la temperatura desiderata.

Considerando le condizioni per le quali si è raggiunto il 100% delle soluzioni fattibili, emerge come il costo totale annuo diminuisce con la temperatura di equilibrio, mostrando il suo minimo proprio a 25°C che è il limite di legge per limitare il proliferare di legionella.

Il metodo si mostra utile per la definizione dei volumi da allocare alle diverse fonti di approvvigionamento tenendo altresì in considerazione i costi energetici connessi agli impianti di sollevamento presenti nel sistema e un vincolo di qualità, oltre a quelli idraulici e operativi. Chiaramente una migliore previsione della domanda e della temperatura delle diverse fonti, consentirebbe l'individuazione di una soluzione più efficace in un contesto reale. Per fare ciò occorre prevedere una campagna specifica di acquisizione dati, al fine di vincolare al meglio il problema di ottimizzazione.

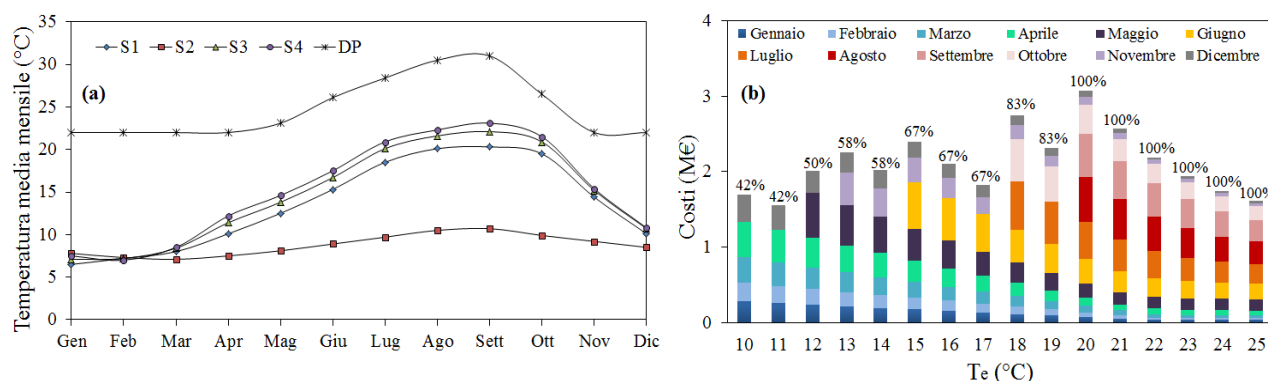


Figure 2. (a) Andamento delle temperature medie mensili per le fonti naturali S1, S2, S3 e S4 e in uscita dall'impianto di dissalazione DP, (b) Costi totali annui al variare della temperatura di equilibrio T_e e percentuale di soluzioni LP che soddisfano i vincoli idraulici, operativi e di temperatura.

Inoltre, il modello termico integrato in questo lavoro, richiederà ulteriori sviluppi al fine di includere gli scambi di calore sia lungo la condotta, in accordo con quanto proposto per esempio da *Blokker & Pieterse-Quirijns* (2013), che all'interno dei serbatoi cittadini, al fine di avvicinarsi quanto più possibile alle condizioni di reale esercizio. Per fare ciò sarà necessario conoscere le costanti termiche associate ai materiali delle condotte e ai terreni di posa, in relazione anche al grado di umidità (*Dürrenmatt & Wanner*, 2014), nonché descrivere l'influenza delle condizioni di moto e dell'idrodinamica dei serbatoi sul fenomeno dello scambio termico ovvero sulla cinetica che regola l'equilibrio termico.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Avni, N., Eben-Chaime, M., & Oron, G. Optimizing desalinated sea water blending with other sources to meet magnesium requirements for potable and irrigation waters. *Water Research*, 2013, 47(7), 2164-2176.
- Blokker, E. J. M., & Pieterse-Quirijns, E. J. Modeling temperature in the drinking water distribution system. *Journal American Water Works Association*, 2013, 105(1), 35-36.
- Campbell, J., Briggs, D., Denton, R., & Gartrell, G. Water Quality Operation with a Blending Reservoir and Variable Sources. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2002, 128(4), 288-302.
- Dürrenmatt, D.J. & Wanner, O. A mathematical model to predict the effect of heat recovery on the wastewater temperature in sewers. *Water Research*, 2014, 48(0), 548-558.
- Imran, S. A., Dietz, J. D., Mutoti, G., Xiao, W., Taylor, J. S., & Desai, V. Optimizing source water blends for corrosion and residual control in distribution systems. *Journal-American Water Works Association*, 2006, 98(5), 107.
- Ostfeld, A. A review of modeling water quality in distribution systems. *Urban Water Journal*, 2005, 2(2), 107-114.
- Peng, W., Mayorga, R. V., & Imran, S. A rapid fuzzy optimisation approach to multiple sources water blending problem in water distribution systems. *Urban Water Journal*, 2012, 9(3), 177-187.
- Puleo, V. Real-time optimal control of water distribution systems - Models and techniques, including intermittent supply conditions, Ph.D. dissertation, Università di Palermo, Italy, 2014.
- Puleo, V., Morley, M., Freni, G., & Savić, D. Multi-stage Linear Programming Optimization for Pump Scheduling. *Procedia Engineering*, 2014, 70(0), 1378-1385.
- Yang, S., Sun, Y., & Yeh, W. Optimization of Regional Water Distribution System with Blending Requirements. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2000, 126(4), 229-235.
- Zhang, Y. Solving large-scale linear programs by interior-point methods under the Matlab Environment. *Optimization Methods and Software*, 1998, 10(1), 1-31.

MODELLAZIONE DELL'ACQUEDOTTO DI MILANO A SUPPORTO DELL'OTTIMIZZAZIONE DELL'ESERCIZIO, DELLA PIANIFICAZIONE DEGLI INVESTIMENTI E DELLA GESTIONE DEI RISCHI

Laura Boscarello¹, Carlo Chiesa¹, & Carlo Alessandro Carrettini²

(1) MM Spa, Direzione Tecnica – Innovazione e Sviluppo; (2) MM Spa, già Direttore Acquedotto

ASPETTI CHIAVE:

- *MM Spa gestisce dal 2003 il sistema idrico integrato delle città di Milano erogando ogni anno 230 milioni di mc; l'acquedotto comprende 450 pozzi, 29 centrali, 2400 km di tubazioni, 50000 utenze.*
- *Per ottenere una conoscenza capillare e complessiva del funzionamento della rete è stato sviluppato il modello matematico dell'acquedotto, comprensivo di tutte le elettropompe e gli organi di rete.*
- *Il modello viene usato per analizzare le conseguenze di diversi assetti operativi (fermo centrale, interruzione tratti di rete, etc.), assumere decisioni esecutive, prevedere interventi strutturali.*

1 PREMESSA

La rete dell'acquedotto di Milano è estremamente interconnessa e magliata, con tubazioni che seguono principalmente le vie della città e che variano di diametro tra DN 50 mm delle piccole derivazioni al DN 1200 mm delle tubazioni principali. La captazione dell'acqua avviene unicamente dalla falda, che presenta un'inclinazione da nord-ovest a sud-est, attraverso circa 450 pozzi che pompano l'acqua dal sottosuolo in serbatoi di compenso; successivamente l'acqua viene immessa nella rete di distribuzione, estesa per circa 2400 km, da 29 stazioni di pompaggio. Data l'inclinazione del piano piezometrico della falda e del piano campagna della città, le pressioni di esercizio variano attualmente dai 2.5 bar nella zona nord-ovest della città a circa 6 bar nella zona sud-est.

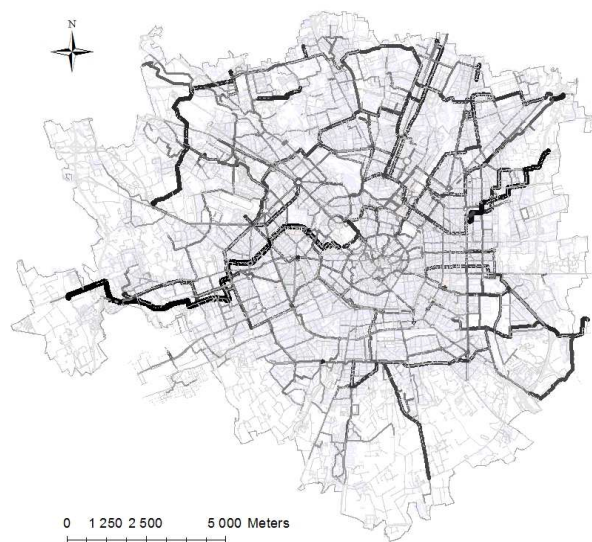


Figura 1. Rete di distribuzione idrica della città di Milano

Data l'ampiezza, ma soprattutto la complessità della rete, la modellazione idraulica risulta l'unico strumento tecnico-scientifico che permette di avere piena conoscenza dell'intero sistema, ma soprattutto di ricostruire ciò che è accaduto, replicare quello che accade ora e fare previsioni sul futuro, risultando quindi uno strumento di supporto alle decisioni operative e strutturali quali: la pianificazione della priorità degli interventi, il miglioramento dell'efficienza dei sistemi di pompaggio, con conseguente riduzione dei costi di gestione, le manovre da effettuare in casi di emergenza, la valutazione del livello di servizio in termini di qualità e quantità.

2 MATERIALI E METODI: IL MODELLO MATEMATICO

Il modello matematico è stato implementato in ambiente InfoWorks WS® e per ottenere una corretta rappresentazione del sistema e del comportamento idraulico della rete, svariati elementi fisici sono stati analizzati e rappresentati, partendo dai dati GIS. In tabella 1 sono elencati tutti gli elementi che costituiscono il modello.

Elemento	Numerosità	Elemento	Numerosità
Tubazioni	100'000	Saracinesche	25'000
Numero di nodi	66'200	Manometri	180
Numero di serbatoi	30	Flussimetri	40
Stazioni di pompaggio	29	Derivazioni di utenza	50'000
Elettropompe di spinta	100	Pozzi	450

Tabella 1. Elementi della rete che costituiscono il modello matematico.

Le operazioni principali per la costruzione del modello sono state la raccolta delle caratteristiche fisiche e funzionali dell'acquedotto, la rappresentazione geometrica della rete e di tutte le sue componenti, l'analisi dei consumi e l'allocazione degli stessi ai nodi di rete, la definizione delle modalità di esercizio degli organi (avvio e spegnimento pompe pozzi e centrali, regolazione pompe con inverter, regolazione saracinesche). Tutte queste operazioni fanno parte di un processo dinamico nel tempo in quanto la rete è in continua evoluzione; il modello necessita di restare allineato con la realtà e pertanto, la fase di implementazione è di fatto sempre attiva nella pratica gestionale.

Affinché il modello produca simulazioni affidabili per scopi operativi, è necessario che quest'ultimo sia calibrato. La calibrazione consiste nel determinare diversi parametri del modello, che, opportunamente modificati, consentano di ottenere una corrispondenza ragionevole tra pressione e portate simulate e misurate nella realtà (Savic *et al.*, 2009; Giustolisi & Berardi, 2011; Morosini *et al.*, 2014). Gli standard per identificare se un modello è sufficientemente calibrato, dipendono essenzialmente dalle intenzioni di utilizzo; come specificato da Walski (1995), è impensabile che un singolo modello possa essere considerato calibrato per tutti gli obiettivi, ma bisogna distinguere, ad esempio, se viene utilizzato per studi di pianificazione, gestione delle emergenze in tempo reale, valutazioni del dispendio energetico o studi di qualità dell'acqua. E' evidente che nell'ultimo caso il modello necessita di essere molto ben calibrato e dettagliato per rappresentare in modo corretto i flussi, mentre per questioni di pianificazione, è sufficiente un modello più semplificato. Allo stesso tempo, la qualità della calibrazione di un modello dipende in gran parte dalla qualità e dalla quantità dei dati che sono disponibili per l'implementazione e il funzionamento dello stesso; l'acquedotto di Milano è dotato di un sistema di telecontrollo che archivia i dati registrati dalla strumentazione di campo (pressioni, portate, livelli, stati, consumi energetici, etc.); tali dati, una volta elaborati, vengono utilizzati come input del modello. Per questa ragione, si sta investendo molto sulla validazione di tutti quegli aspetti come: la topologia della rete, la corretta rappresentazione degli impianti di pompaggio e delle loro logiche di funzionamento, l'allocazione corretta della domanda, l'affidabilità delle misure di pressione e portata, che, una volta corretti, risolvono gran parte degli errori macroscopici che si possono riscontrare.

Facendo riferimento a quanto suggerito da Ormsbee (1989), che identifica una procedura di sette passi per la calibrazione di un modello idraulico (1. Identificazione delle intenzioni di utilizzo del modello, 2. Determinazione iniziale dei parametri, 3. Raccolta dei dati per la calibrazione, 4. Valutazione dei risultati del modello, 5. Calibrazione di macro-livello, 6. Analisi di sensitività, 7. Calibrazione di micro-livello), il modello della rete di Milano attualmente si posiziona tra il sesto e il settimo passaggio.

L'analisi di sensitività consente di individuare quali sono i parametri del modello che maggiormente influenzano il processo di calibrazione di micro-livello. Molti autori (Savic *et al.*, 2009; Giustolisi & Berardi, 2011) segnalano come parametri importanti la scabrezza delle tubazioni, l'allocazione della domanda dell'utenza ai nodi (Giustolisi & Todini, 2009), i parametri delle perdite di rete, il controllo degli organi di regolazione. Nel nostro caso la quantificazione della domanda ad ogni nodo risulta con un'incertezza molto ridotta, dal momento che sono noti con buona approssimazione sia i volumi circolanti in

rete sia i consumi di ogni utenza. Mentre le scabrezze, essendo le perdite di carico distribuite nelle rete poco rilevanti, giocano un ruolo secondario. L'analisi di sensitività ha invece evidenziato una grossa influenza del controllo delle saracinesche nelle centrali e in rete. Mentre nel primo caso è possibile modellarle in modo molto aderente alla realtà facendo riferimento al giornale comandi di ogni centrale, nel caso delle saracinesche in rete il problema si fa molto più complesso, data l'elevata quantità.

Attualmente il grado di sviluppo e calibrazione del modello consente di ottenere in più del 65% dei punti monitorati in pressione, un errore tra dato simulato e dato osservato inferiore al 5%, che è ritenuto un buon risultato per poter utilizzare operativamente il modello nelle fasi di pianificazione e valutazione delle emergenze. Come specificato anche da *Savic et al.* (2009), i gestori sono normalmente più interessati alla valutazione della pressione in rete, per soddisfare l'utenza, ma anche per il minor costo delle misure di pressione rispetto a quelle di portata. A questo proposito, in una porzione ristretta della rete, nella quale è stata creata una zona pilota di gestione della pressione, PMZ Abbiategrasso, il maggior numero di misure di pressione presenti in rete (13 misuratori su 116 km di rete) e una campagna di misura di pressioni ad hoc, ha consentito di approssicare la calibrazione di micro-livello raggiungendo degli ottimi risultati: in tutti i punti di controllo si hanno errori medi relativi inferiori al 5%, e nell'80% dei punti l'errore è inferiore al 3%, testimoniando quindi la bontà dell'approccio seguito.

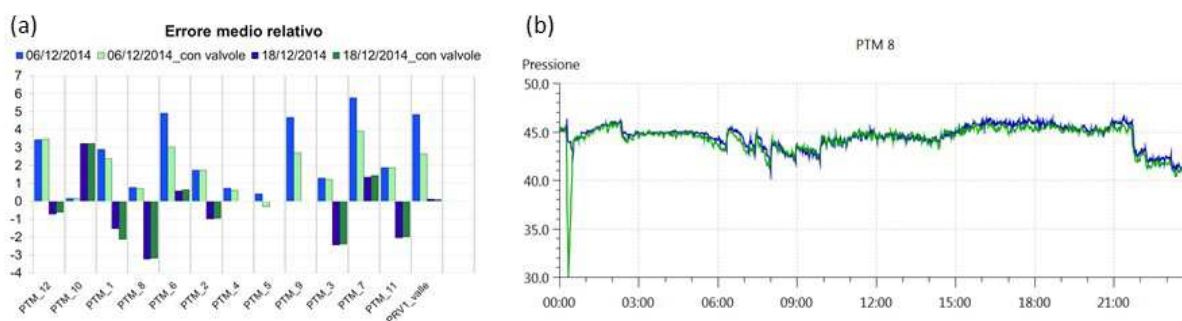


Figura 2. (a) Sono riportati a confronto i valori degli errori medi relativi per due giornate considerando o meno lo stato di chiusura di alcune valvole in rete: in blu la situazione originale, in verde la situazione post-calibrazione. (b) Profilo di pressione per uno dei punti di controllo, in verde il dato osservato, in blu il simulato post-calibrazione

3 CASI PRATICI DI UTILIZZO

Il modello viene utilizzato per diversi scopi che includono il dimensionamento di nuovi insediamenti (ad es. Expo 2015), la gestione di emergenze (ad esempio blackout improvvisi, piuttosto che fermi pianificati di centrali), la pianificazione di interventi futuri (ad esempio la riattivazione di pozzi o centrali), l'ottimizzazione della gestione quotidiana della rete (ad esempio scenari di gestione di valvole motorizzate presenti in rete), la pianificazione dei pompaggi e scelta dei punti di lavoro ottimali dei gruppi etc. L'approccio tramite modello consente di avere una visione globale e di poter considerare diversi scenari senza il rischio della sperimentazione sul campo; possono inoltre essere valutati i livelli di servizio alle utenze, dal momento che il modello simula in ogni istante carichi, pressione, portata, velocità, potenza ed energia assorbita dagli organi elettromeccanici, portata immessa, dispersa, consumata. L'elevato numero di centrali presenti nella rete di Milano e le notevoli influenze reciproche che si evidenziano nel loro funzionamento, presuppongono l'utilizzo di uno strumento che consenta di tenere in considerazione e di gestire molteplici variabili, pertanto si rende necessario per tutte le situazioni sopra elencate l'utilizzo di uno strumento come il modello matematico.

Vengono mostrati a titolo esemplificativo alcuni degli utilizzi del modello per l'acquedotto di Milano.

3.1 Emergenza blackout sito EXPO 2015

E' stata valutata tramite la modellazione l'opportunità di inserimento di uno o più gruppi elettrogeni nelle centrali che maggiormente avrebbero alimentato il sito espositivo, per sopperire all'erogazione nel caso di blackout; in questo modo è stato possibile valutare quantitativamente l'incremento di pressione che i gruppi

elettrogeni sarebbero stati in grado di garantire e valutare quindi l'opportunità di inserirli, Figura 3(a).

3.2 Analisi di gestione di valvole motorizzate in rete

In alcuni punti di rete sono state posizionate delle valvole motorizzate, comandabili a distanza, per modulare il flusso in rete e poterlo convogliare nei punti di maggior bisogno. Sia per individuare la posizione strategica di queste valvole, sia poi per valutare le conseguenze in rete della loro regolazione, sono stati messi a confronto, tramite svariate simulazioni, diversi scenari, in modo tale da comprendere l'effetto delle manovre sulle pressioni in rete, Figura 3(b).

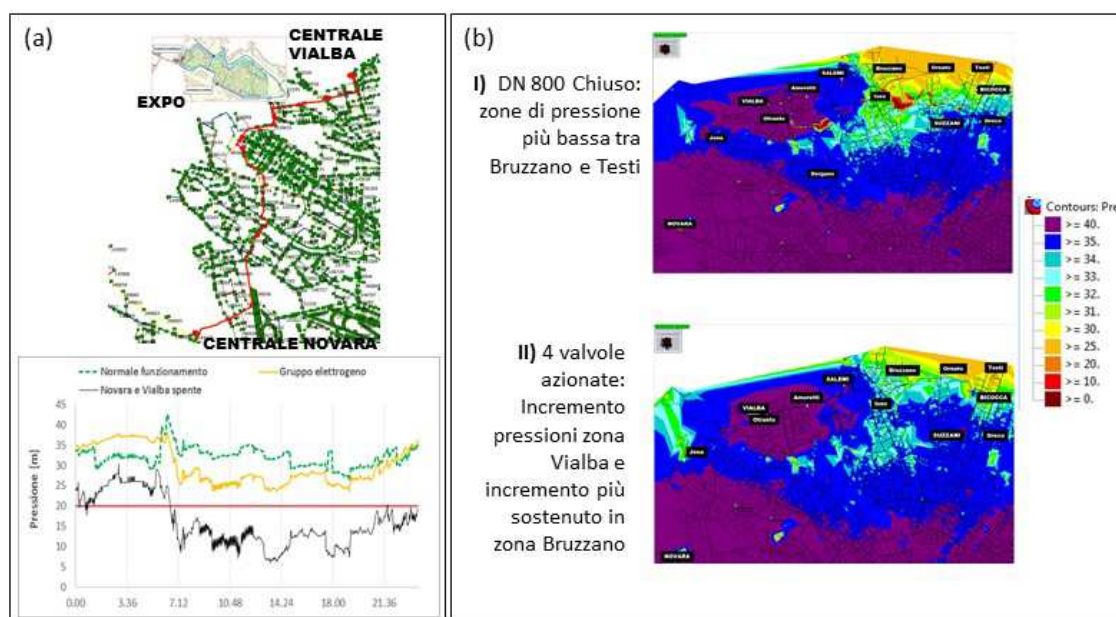


Figura 3. (a) Profilo di pressione nella centrale di spinta di Expo: in nero la pressione in caso di blackout contemporaneo delle due centrali, in verde la pressione di normale esercizio, in giallo la pressione con due gruppi elettrogeni. (b) Valori di pressione in rete nella zona nord, modificati dalla regolazione delle valvole motorizzate.

4 SVILUPPI FUTURI

L'obiettivo strategico principale che si vuole perseguire è quello di rendere il modello un sistema di supporto alle decisioni operative in tempo reale. Per fare ciò, è necessario che il modello venga interfacciato direttamente con il sistema di telecontrollo e che sia allineato temporalmente allo stato di funzionamento dell'acquedotto. Questo consentirebbe di poter effettuare in qualsiasi momento simulazioni e analisi di scenari ipotetici; in casi di imprevisti sarebbe possibile valutarne le conseguenze e gli effetti critici e guidare le decisioni nelle situazioni di contrasto; in condizioni ordinarie invece, associato ad un sistema di ottimizzazione dei pompaggi, supporterebbe gli operatori nella scelta delle manovre da effettuare per la minimizzazione dei costi energetici, pur garantendo il livello di servizio in termini di portata e pressione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Fiorini Morosini, A., Costanzo, F., Veltri, P., Savic, D. Identification of Measurement Points for Calibration of Water Distribution Network Models, *Procedia Engineering*, 2014, 89, 693-701.
- Giustolisi, O. & Berardi, L. Water distribution network calibration using enhanced GGA and topological analysis, *Journal of Hydroinformatics*, 2001, 13(4).
- Giustolisi, O. & Todini, E. Pipe hydraulic resistance correction in WDN analysis, *Urban Water Journal*, 2009, 6(1), 39-52.
- Ormsbee, L.E. Implicit network calibration, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 1989, 115(2), 243-257.
- Savic, D.A., Kapelan, Z.S. & Jonkerouw M.R. Quo vadis water distribution model calibration?, *Urban Water Journal*, 2009, 6(1), 3-22.
- Walski, T.M. Standards for model calibration, *American Water Works Association Computer Conference*, Norfolk, 1995.

UN NUOVO METODO NON ITERATIVO PER SIMULAZIONI PRESSURE-DRIVEN IN EPANET

Elena Pacchin¹, Stefano Alvisi¹ & Marco Franchini¹

(1) Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Ferrara

ASPETTI CHIAVE:

- Nuovo metodo per la risoluzione Pressure Driven di una rete in pressione utilizzando il software EPANET da interfaccia mediante l'uso di una particolare sequenza di dispositivi da collegare a ogni nodo.
- Nella sequenza di dispositivi viene fatto uso della valvola GPV (General Purpose Valve) mediante la quale è possibile definire una generica relazione tra portata erogata e carico disponibile al nodo.
- L'applicazione a due casi studio e il confronto con altri metodi di letteratura evidenziano la validità del metodo.

1 INTRODUZIONE

I software di simulazione idraulica delle reti in pressione sono di grande importanza per la gestione, progettazione e verifica del funzionamento dei sistemi di adduzione e distribuzione idrica. La maggior parte di questi software si basa sull'algoritmo del gradiente globale – GGA (Todini & Pilati, 1988; Todini & Rossman, 2013) che costituisce anche il codice risolutore di EPANET (Rossman, 2000). In questi software, la portata erogata al generico nodo è assegnata e indipendente dal carico disponibile al nodo stesso; questo tipo di funzionamento viene generalmente indicato nella letteratura scientifica come Demand-Driven (DD). Nella realtà, invece, l'erogazione della portata Q al generico nodo della rete è legata al carico di pressione disponibile H con un funzionamento, indicato nella letteratura scientifica come Pressure-Driven (PD), che può essere sinteticamente espresso dalla seguente relazione:

$$Q = \begin{cases} 0 & \text{se } H \leq H^{\min} \\ \alpha Q^{\text{req}} & \text{se } H^{\min} < H < H^{\text{des}} \\ Q^{\text{req}} & \text{se } H \geq H^{\text{des}} \end{cases} \quad (1)$$

dove α è il coefficiente che consente di modulare la portata erogata quando $H^{\min} < H < H^{\text{des}}$ e H^{\min} e H^{des} sono rispettivamente i valori del carico di pressione al di sotto del quale e al di sopra del quale le richieste idriche sono nulle o completamente soddisfatte (Q^{req}). In letteratura sono presenti diverse formulazioni per caratterizzare α , e quindi il legame carico di pressione-portata, come ad esempio quelle proposte da Wagner et al. (1988), Tucciarelli et al. (1999), Fujiwara & Ganesharajah (1993) (vedi Figura 1).

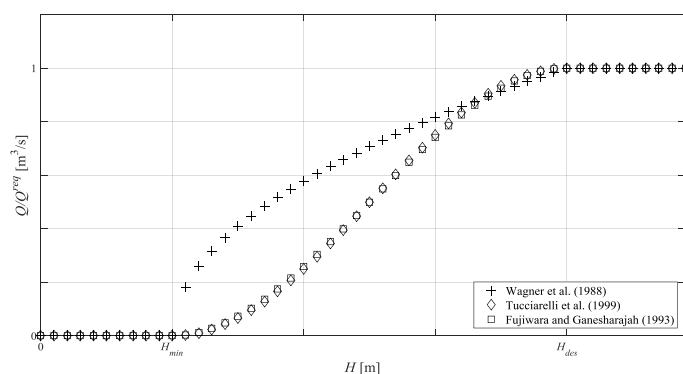


Figura 1. Andamento di Q/Q^{req} in funzione del carico di pressione nodale H .

È significativo ora osservare che da un punto di vista operativo un simulatore di tipo DD può essere efficacemente utilizzato in tutte quelle applicazioni in cui si garantisce il rispetto dei carichi minimi ai nodi, mentre in situazioni in cui può verificarsi un deficit di pressione è opportuno utilizzare un simulatore PD, grazie al quale è possibile individuare i nodi in cui la domanda idrica non è del tutto (o per nulla) soddisfatta. Ciononostante, con specifico riferimento a EPANET e a simulazioni di tipo *snapshot*, nella letteratura

tecnico-scientifica sono state presentate diverse tecniche che consentono di effettuare simulazioni con tale software, con risultati equivalenti a quelli forniti da un simulatore PD. In questo lavoro si riprende un approccio già proposto in letteratura per ottenere una risoluzione PD della rete utilizzando il software EPANET con una singola in simulazione *snap-shot*; l'approccio prevede la modifica della struttura topologica della rete allacciando a ogni nodo di domanda una determinata sequenza di dispositivi costituita tipicamente da un "reservoir" (R) o un "emitter" (E) e una valvola limitatrice di portata (FCV) o di pressione (PRV), oltre che una valvola di non ritorno (CV) per impedire l'inversione del flusso, con o senza perdite di carico concentrare (rispettivamente CV_{ml} e CV_0) (Bertola & Nicolini, 2006; Jinesh Babu & Mohan, 2012; Gorev & Kodzheshpirova, 2013; Sayyed et al., 2014) (vedi Figura 2a-d). E' significativo osservare che tra tutti i questi metodi, quelli che consentono una effettiva modulazione della portata lo fanno riproducendo unicamente la relazione proposta da Wagner et al. (1988). In questa memoria si propone invece l'utilizzo nella sequenza di dispositivi di una tipologia di generica valvola disponibile in Epanet (GPV), diversa da quelle già proposte e che consente di modulare la richiesta idrica al variare del carico disponibile secondo una relazione definibile dall'utente, quali ad esempio quella proposta da Tucciarelli et al. (1999), da Fujiwara & Ganesharajah (1993) o da Wagner et al. (1988).

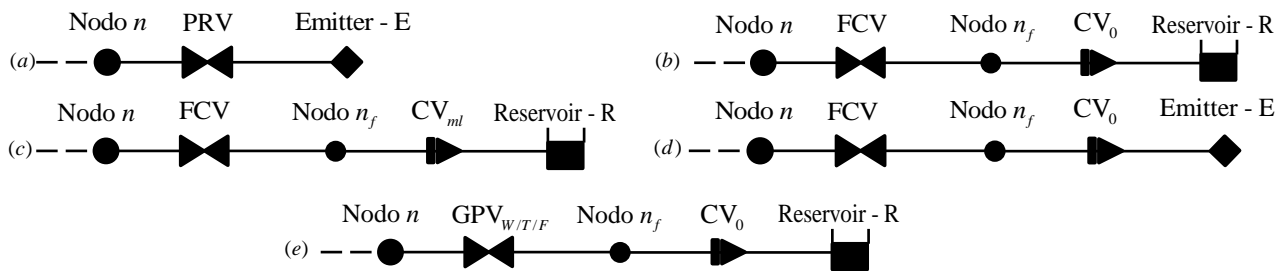


Figura 2. Sequenze di dispositivi che caratterizzano i metodi analizzati: (a) PRV-E (Bertola & Nicolini, 2006), (b) FCV-CV₀-R (Jinesh Babu & Mohan, 2012), (c) FCV-CV_{ml}-R (Gorev & Kodzheshpirova, 2013), (d) FCV-CV₀-E (Sayyed et al., 2014), (e) GPV_{W/T/F}-CV₀-R (metodo qui proposto in cui si utilizzano le relazioni di W: Wagner et al. 1988; T: Tucciarelli et al. 1999; F: Fujiwara & Ganesharajah, 1993).

2 IL METODO PROPOSTO: GPV_{W/T/F}-CV₀-R

Nel metodo proposto in questo lavoro si prevede di aggiungere al nodo di domanda una sequenza di dispositivi composta da una General Purpose Valve (GPV), un nodo fittizio n_f di raccordo, un tratto con CV senza perdite di carico (CV_0) e un *reservoir* (R) (Figura 2e). E' significativo osservare che il numero di sequenze di dispositivi inseribili in un modello realizzato in EPANET non è, almeno a conoscenza degli autori, limitato superiormente ed è comunque stato verificato che inserendo oltre mille sequenze di dispositivi EPANET non restituisce alcun messaggio di errore. Con riferimento a ciascuna sequenza di dispositivi, la domanda in corrispondenza del nodo n viene fissata pari a zero. Il nodo fittizio n_f e il *reservoir* sono posti alla quota $z=H^{min}$. Per la GPV si fissa una curva di perdita di carico; tale curva rappresenta il legame tra portata Q che attraversa la valvola e la perdita di carico di pressione $H-H^{min}$ indotta dalla valvola stessa (tenendo conto che il carico di pressione nel nodo n è H e a valle di questa valvola il carico di pressione è quello fissato dal *reservoir* e quindi pari a H^{min}). La curva deve avere un andamento monotono strettamente crescente (quindi priva anche di tratti a valore costante), al fine di associare a ogni valore di portata uno ed un solo valore di perdita di carico e viceversa. Operativamente la curva di perdita di carico caratterizzante la GPV viene costruita come una funzione continua definita a tratti:

$$Q = \begin{cases} f(H) & \text{per } H^{min} \leq H \leq H^{des} \\ Q^{req} \cdot \left(1 + \varepsilon \cdot \frac{H - H^{des}}{H^{des}} \right) & \text{per } H > H^{des} \end{cases} \quad (2)$$

dove $f(H)$ può essere definita in modo da rappresentare ad esempio dalla relazione di Wagner et al. (1988), Tucciarelli et al. (1999) o Fujiwara & Ganesharajah (1993). Per $H > H^{des}$ la funzione che caratterizza la curva di perdita di carico, in accordo all'eq.(1), dovrebbe essere costante, ovvero la portata Q dovrebbe

essere pari a Q^{req} indipendentemente da H ; d'altra parte dovendo la curva di perdita di carico (di pressione) avere un andamento monotono strettamente crescente, per ovviare numericamente al problema, si assume che per $H > H^{des}$ la portata cresca infinitesimamente, secondo la seconda relazione di eq.(2) essendo ε una grandezza piccola a piacere (ad esempio dell'ordine di 10^{-5}). Con la stringa proposta si ha quindi che, per $H < H^{min}$ (si ricorda che il carico di pressione H è relativo al nodo n) il tratto con CV_0 non consente il passaggio di portata dal reservoir al nodo n e quindi la portata Q è nulla; per $H^{min} \leq H < H^{des}$ la GPV modula la portata con la legge descritta dalla prima parte della funzione caratterizzante la curva di perdita di carico (vedi eq.(2)); infine per $H > H^{des}$ la portata erogata rimane praticamente costante e pari Q^{req} in accordo alla seconda parte della funzione a tratti caratterizzante la curva di perdita di carico. È evidente che il vantaggio di questo approccio rispetto ai precedenti risiede nella possibilità di utilizzare qualunque relazione tra la portata erogata Q e $(H - H^{min})$, introducendo una rilevante novità rispetto ai metodi presenti in letteratura.

3 CASI STUDIO

Il metodo proposto è stato applicato a due casi studio e confrontato con gli altri metodi già presenti nella letteratura scientifica per l'esecuzione di simulazioni di tipo *snap-shot*. La rete considerata nel primo caso studio è tratta da Estrada et al. (2009) ed è riportata in Figura 3a; è una rete con struttura ad albero alimentata da un reservoir e dotata di una Pressure Sustaining Valve (PSV) immediatamente a valle del serbatoio. Il secondo caso di studio è costituito dalla rete del centro storico di Ferrara (Italia), che si sviluppa per una lunghezza complessiva di circa 72 km e serve circa 60000 persone; essa è caratterizzata da una omogenea elevazione dei nodi e da due reservoir posti alla medesima quota, ed è riportata in Figura 3b. I valori dei carichi H^{min} e H^{des} in tutti i nodi sono stati assunti pari a 25 m e 30 m rispettivamente. In tutti i casi studio, relativi a simulazioni *snap-shot*, i risultati ottenuti con i metodi analizzati sono stati confrontati con i valori ottenuti utilizzando l'algoritmo a funzionamento Pressure Driven elaborato da Alvisi e Franchini (2006). In particolare, nell'ambito di questo algoritmo il legame tra carico di pressione H e portata Q erogata al nodo espresso dalla eq.(1) è stato associato alla formulazione espressa da Wagner et al. (1988) per i confronti con i metodi (a) PRV-E (Bertola & Nicolini, 2006), (b) FCV-CV₀-R (Jinesh Babu & Mohan, 2012), (c) FCV-CV_{ml}-R (Gorev & Kodzheshpirova, 2013), (d) FCV-CV₀-E (Sayyed et al., 2014) ed e) GPV_w-CV₀-R metodo qui proposto per la variante basata sulla relazione di Wagner et al. (1988), e le formulazioni espresse da Tucciarelli et al. (1999) e Fujiwara & Ganesharajah (1993) per i confronti con i metodi GPV_T-CV₀-R e GPV_F-CV₀-R rispettivamente, in modo tale da effettuare il confronto tra ciascun metodo analizzato e l'algoritmo a funzionamento PD a parità di legame tra portata erogata Q carico di pressione H .

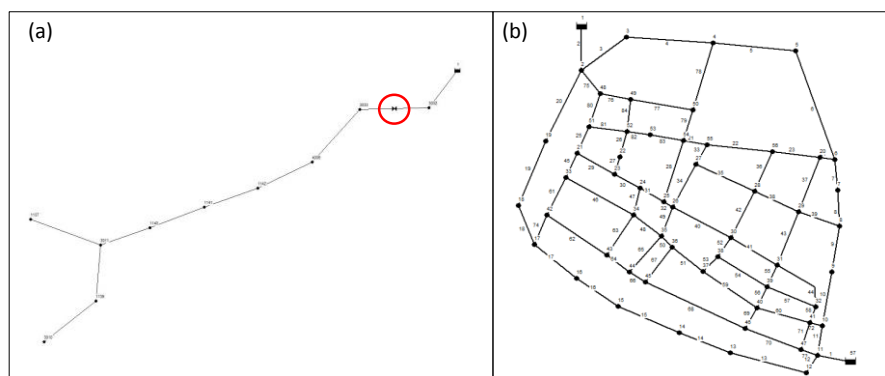


Figura 3. (a) Caso studio I: schema della rete, in evidenza la posizione della valvola PSV; (b) Caso studio II: schema della rete.

4 DISCUSSIONE DEI RISULTATI E CONCLUSIONI

La rete del primo caso studio è stata considerata in questo studio, così come in alcuni precedenti lavori, per esaminare i conflitti che possono derivare dall'interazione tra la valvola PSV e l'utilizzo di stringhe di dispositivi. Dall'applicazione numerica si è riscontrata che, nel caso in cui si utilizzino i metodi PRV-E e FCV-CV₀-R, EPANET non raggiunge la convergenza (al termine della simulazione appare il Warning "System Unbalanced" anche a fronte di 1000 iterazioni, contro le 10-15 necessarie ad EPANET per la

risoluzione della rete modificata con gli altri metodi); i metodi restanti invece risultano essere compatibili con l'utilizzo della PSV, e EPANET converge a soluzioni molto simili fra loro caratterizzate da errori medi e massimi rispetto ai risultati forniti dall'algoritmo PD di Alvisi e Franchini (2006) dell'ordine di 0.02 l/s e 0.2 l/s rispettivamente, quando la portata richiesta ai nodi oscilla fra 15 l/s e 100 l/s. Nel secondo caso studio, si è assunta l'altezza dei due serbatoi variabile da H^{des} a H^{min} , consentendo così di analizzare situazioni che vanno da un minimo deficit di pressione nei nodi, fino a condizioni di completa insufficienza del carico nodale tale da determinare l'annullamento della portata erogata al nodo. In Tabella 1 si riportano i corrispondenti errori assoluti medio, minimo e massimo, ricordando che la portata richiesta ai nodi oscilla fra 2 l/s e 25 l/s. In questo caso si osserva che il metodo FCV-CV₀-R fornisce in generale errori superiori a quelli degli altri metodi causati dalla mancanza di capacità del metodo di modulare le portate fra 0 e Q^{req} così come già evidenziato in altri studi (vedi ad es. Gorev & Kodzhesspirova, 2013). Per quanto concerne gli altri metodi, si può osservare che per questo caso studio anche il metodo FCV-CV_{ml}-R fornisce un errore massimo abbastanza grande, pari a quasi 6 l/s, minore dell'errore massimo del metodo FCV-CV₀-R ma maggiore di quelli degli altri metodi. Tutti gli altri metodi forniscono invece errori medi e massimi simili tra loro. In conclusione, con riferimento a simulazioni di tipo *snap-shot*, si può affermare che le tecniche FCV-CV₀-E (Sayyed et al., 2014) e GPV_{w/T/F}-CV₀-R (metodo proposto) sono in grado di riprodurre con correttezza il funzionamento di una rete in modalità PD, a differenza delle altre tecniche che, al variare dei casi considerati hanno mostrato diversi limiti. La tecnica proposta, GPV_{w/T/F}-CV₀-R presenta inoltre il vantaggio di poter inserire qualsiasi legame $Q - (H-H^{min})$ tra portata e perdita di carico, e quindi di poter utilizzare in ciascun nodo un qualsiasi legame funzionale, senza dover necessariamente utilizzare la formulazione di Wagner et al. (1988), come in tutti gli altri metodi analizzati.

Metodo	Errore medio [l/s]	Errore minimo [l/s]	Errore massimo [l/s]
PRV – E	0.0221	0.00	0.1602
FCV – CV ₀ – R	1.6658	0.00	13.011
FCV – CV _{ml} – R	0.1467	0.00	5.9285
FCV – CV ₀ – E	0.0221	0.00	0.1602
GPV _w – CV ₀ – R	0.0230	0.00	0.1702
GPV _T – CV ₀ – R	0.0309	0.00	0.3399
GPV _F – CV ₀ – R	0.0213	0.00	0.1978

Tabella 1: Caso studio II: Errore medio, minimo e massimo (in valore assoluto) ottenuto utilizzando i diversi metodi rispetto all'algoritmo PD di Alvisi & Franchini (2006).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Alvisi S. & Franchini M. (2006) Near-optimal rehabilitation scheduling of water distribution systems based on a multi-objective genetic algorithm. *Civil Engineering and Environmental Systems* 23(3): 143-160.
- Bertola P. & Nicolini M. (2006) Evaluating reliability and efficiency of water distribution networks. Edited in: *Efficient Management of Water Networks. Design and Rehabilitation technique*. 7-23.
- Estrada C., Gonzalez C., Aliod R. & Pano J. (2009) Improved pressurized pipe network hydraulic solver for applications in irrigation systems. *J Irrig Drain Eng* 135(4): 421-430.
- Fujiwara O. & Ganesharajah T. (1993) Reliability assessment of water supply systems with storage and distribution networks. *Water Resour Res* 29.8: 2917-2924.
- Gorev N. B. & Kodzhesspirova I. F. (2013) Noniterative Implementation of Pressure-Dependent Demands. *Water Resour Manag* 27(10): 3623-3630.
- Jinesh Babu K.S. & Mohan S. (2012) Extended period simulation for pressure-deficient water distribution network. *J Comput Civ Eng* 26(4): 498-505.
- Rossman L.A. (2000) EPANET 2 User's manual Water Supply and Water Resources Division. National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati.
- Sayyed M.A.H., Gupta R. & Tanyimboh T.T. (2014) Modelling Pressure Deficient Water Distribution Networks in EPANET. *Procedia Engineering*, 89:626-631.
- Todini E. & Pilati S. (1988) A gradient algorithm for the analysis of pipe networks. *Computer Applications in Water Supply Vol. 1 – System Analysis and Simulation*: 1-20.
- Tucciarelli T., Criminisi A. & Termini D. (1999) Leak Analysis in Pipeline Systems by Means of Optimal Valve Regulation. *Journal of Hydraulic Engineering* 125(3): 277-285.
- Wagner J., Shamir U. & Marks D. H. (1988) Water distribution reliability: Simulation Methods. *J Water Resour Plan Manage Div* 114(3): 253-275.

USO DELLE LEGGI DI SCALA E DELLA FUNZIONE COPULA NELLA GENERAZIONE DI SCENARI DI DOMANDA

Elena Ridolfi¹, Filippo Servili¹ & Roberto Magini²

(1) D.I.C.A. Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale - Università degli Studi di Perugia; (2) D.I.C.E.A. Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Sapienza - Università di Roma.

ASPETTI CHIAVE

- *Diversi scenari di domanda, rappresentativi di diverse condizioni di esercizio, sono generati mediante la copula*
- *L'incertezza della domanda idrica è descritta mediante le leggi di scala*

1 PREMESSA

Nell'ambito dei sistemi di distribuzione idrica (WDS) i modelli di ottimizzazione finalizzati alla progettazione e alla gestione hanno vasta applicazione e un'ampia letteratura (Goulter, 1992; Lansey, 2000). Tuttavia essi sono solitamente basati sull'ipotesi di condizioni di funzionamento perfettamente definite che conducono a soluzioni ottimali per gli *input* considerati, soluzioni che possono poi risultare inaffidabili se la realtà risulta essere differente. In particolare, a livello progettuale ad esempio, il buon funzionamento di una WDS deve essere garantito sia nell'esercizio nell'immediato presente che in quello futuro, sia nelle condizioni di esercizio ordinario che in presenza di situazioni estreme o di emergenza. Ciò significa che gli ingegneri devono progettare sistemi che siano in grado di funzionare adeguatamente in corrispondenza delle diverse situazioni, raggiungendo un opportuno compromesso tra il livello di rischio di insufficienza dell'infrastruttura e i suoi costi di realizzazione. E' necessario, pertanto, considerare nei modelli le diverse possibili condizioni operative e l'incertezza legata all'aleatorietà di alcuni parametri.

I metodi di ottimizzazione stocastica (e.g. programmazione stocastica, ottimizzazione robusta) sono strumenti ampiamente utilizzati per lo studio e la modellazione di problemi decisionali (Cunha & Sousa, 2010; Marques *et al.*, 2012), che si basano sull'uso di distribuzioni di probabilità multivariate descrittive dell'incertezza dei dati di *input*. Diversi scenari di domanda, rappresentativi di determinate situazioni di rischio, vengono generati mediante distribuzioni di probabilità multivariate. Le prestazioni del sistema vengono dunque valutate rispetto agli scenari generati. Questo processo è noto appunto come *scenario generation* (Kaut & Wallace, 2009).

In quest'ambito, essendo la domanda idrica la forzante più importante nel funzionamento di una WDS, ed essendo marcatamente aleatoria la sua natura, ci si propone di definire un approccio per la generazione di scenari di domanda in relazione alla loro probabilità di accadimento. In particolare, la domanda idrica viene qui modellata come una variabile stocastica, con media e varianza note in ciascun nodo del sistema e con coefficienti di correlazione spaziale definiti tra i diversi nodi. I parametri statistici della domanda vengono definiti con i livelli di aggregazione spaziali e temporali considerati, secondo leggi di scala dipendenti dalla tipologia delle utenze (Magini *et al.*, 2008; Vertommen *et al.*, 2015). Le leggi di scala permettono quindi la definizione di questi parametri per qualsiasi numero di utenti e per diversi intervalli temporali di analisi (secondo, minuto, ora).

2 DISTRIBUZIONE DI PROBABILITÀ MULTIVARIATA

La funzione copula n -dimensionale è la distribuzione di probabilità cumulata congiunta di qualsiasi vettore aleatorio n -dimensionale con distribuzione marginale uniforme (Sklar 1996; Nelsen 1999). E' una

funzione $C: [0,1]^n \rightarrow [0,1]$. Per il teorema di Sklar (Sklar 1996), per ogni distribuzione di probabilità cumulata n -dimensionale H con distribuzioni marginali F_1, \dots, F_n , esiste una copula C tale che

$$H(x_1, \dots, x_n) = C(F_1(x_1), \dots, F_n(x_n)). \quad (1)$$

Inoltre, se tutte le distribuzioni marginali F_i sono continue, C è unica. Una conseguenza del teorema di Sklar è che, per ogni $u=(u_1, \dots, u_n) \in [0, 1]^n$

$$C(u_1, \dots, u_n) = H(F_1^{-1}(u_1), \dots, F_n^{-1}(u_n)), \quad (2)$$

dove F_i^{-1} è l'inversa di F_i . Un'importante proprietà della funzione copula consiste nel non subire modifiche nel caso in cui le distribuzioni marginali subiscano trasformazioni strettamente crescenti. Questo permette di determinare la distribuzione marginale della domanda idrica ad ogni nodo a partire dalla densità di probabilità multivariata, rispettando la struttura di correlazione tra i nodi.

3 IL CASO DI STUDIO

La rete esaminata prevede un'alimentazione da due serbatoi e presenta 24 tronchi e 14 nodi, per un totale di 5400 utenze. Sono state considerate due tipologie di utenze (A e B) nei diversi nodi, ipotizzando che tutte le utenze presenti in un nodo appartengano allo stesso gruppo. I dati statistici che caratterizzano i due processi di consumo sono stati ricavati da dati di utenze reali di Latina, considerando l'ora di maggior consumo, in cui le richieste sono molto correlate, e l'ora di minor consumo, in cui le domande risultano debolmente correlate, Tabella 1.

Utenze	A	B
u (l/min)	0.50	0.75
σ (l/min)	0.73	0.94
σ^2 (l/min) ²	0.53	0.88
ρ	0.11	0.05

Tabella 1. Dati statistici del consumo delle due tipologie di utenze: u =valore medio, σ =scarto quadratico medio, σ^2 =varianza, ρ =cross-correlazione. I dati si riferiscono all'utenza singola da cui si ottengono i dati delle utenze aggregate attraverso le leggi di scala.

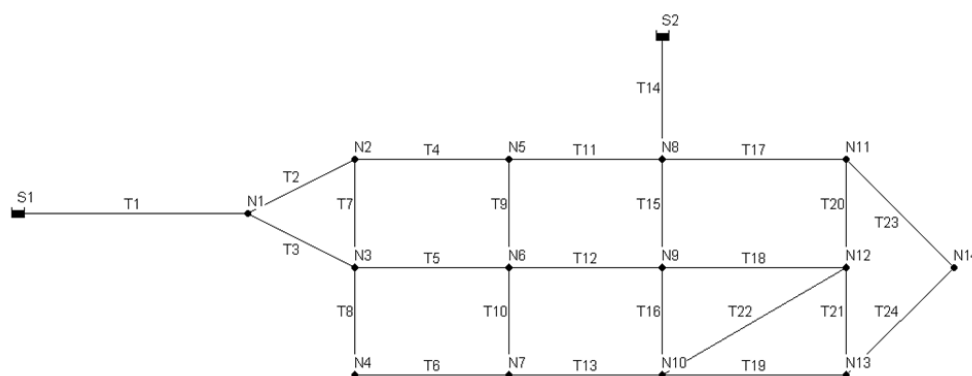


Figura 1. Rete di distribuzione oggetto dello studio.

Le proprietà statistiche delle domande aggregate sono determinate in funzione dei momenti delle domande dei singoli utenti utilizzando le leggi di scala (Magini *et al*, 2008; Vertommen *et al*, 2015). Il numero di simulazioni è stato pari a 10,000; vengono individuati in questo modo 10,000 possibili scenari di domanda.

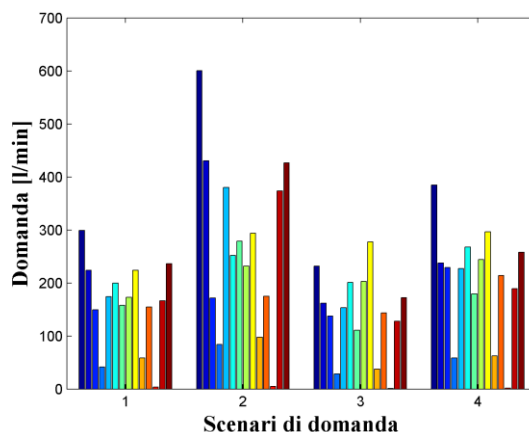


Figura 2. Quattro dei 10,000 scenari di domanda generati per ognuno dei 14 nodi della rete di distribuzione. Da notare il nodo 12 caratterizzato da un basso valore di domanda dovuto al limitato numero di utenti.

4 GENERAZIONE DEGLI SCENARI DI DOMANDA

L'utilizzo delle relazioni di scala permette di conoscere a priori le proprietà statistiche delle domande aggregate e la struttura di correlazione spaziale tra i diversi nodi, in base al numero ed alla tipologia delle utenze presenti in ciascuno di essi. Questo consente di generare direttamente delle serie aggregate con assegnate caratteristiche. In questo lavoro è stato analizzato l'effetto della scelta della funzione di distribuzione di probabilità marginale sulla generazione degli scenari di domanda ad ogni nodo della rete al variare del numero di utenti. Mediante le leggi di scala sono state determinate le caratteristiche statistiche degli utenti aggregati ad ogni nodo e la struttura di correlazione. Mediante la copula gli scenari di domanda aggregati ad ogni nodo sono stati generati, una volta nota la struttura di correlazione tra gli utenti aggregati ad ogni nodo. Successivamente, per ogni nodo sono stati ricavati gli scenari di domanda mediante diverse funzioni di distribuzione di probabilità marginale (e.g. esponenziale, gamma, normale) e i risultati sono stati confrontati. Successivamente, l'analisi della rete in termini probabilistici è stata eseguita mediante il metodo delle simulazioni Monte Carlo, risolvendo m volte (con $m=10,000$) la rete di distribuzione idrica, fornendo in input altrettante realizzazioni del processo di domanda. Per ogni iterazione si ottengono in output i valori relativi alle diverse grandezze di interesse (i carichi nei nodi e le portate nei tronchi), che costituiscono a loro volta delle realizzazioni di un processo aleatorio. A conclusione della simulazione si hanno a disposizione le distribuzioni di tali grandezze per valutarne le proprietà statistiche.

Più complesse risultano le metodologie, che qui non vengono descritte, utilizzate per generare scenari di domanda nei modelli di ottimizzazione stocastica o robusta. In questi casi l'elemento chiave è la corretta scelta di scenari che rappresentino adeguatamente l'incertezza garantendo l'affidabilità della soluzione e che siano in numero sufficientemente limitato per rendere il problema trattabile dal punto di vista computazionale (Fairbrother *et al.*, 2015).

Dall'analisi delle distribuzioni di probabilità che meglio adattano la domanda idrica nell'ora di maggior consumo (ore 6) e nell'ora di minor consumo (ore 13), è risultato che, per aggregazioni elevate, la

distribuzione che prevale è la gamma; tale distribuzione è stata quindi utilizzata per la generazione delle domande nei nodi caratterizzati da un elevato numero di utenti. Nei nodi, invece, caratterizzati da un numero ridotto di utenti, la distribuzione che meglio approssima la serie è l'esponenziale, come anche si evince da Figura 3.

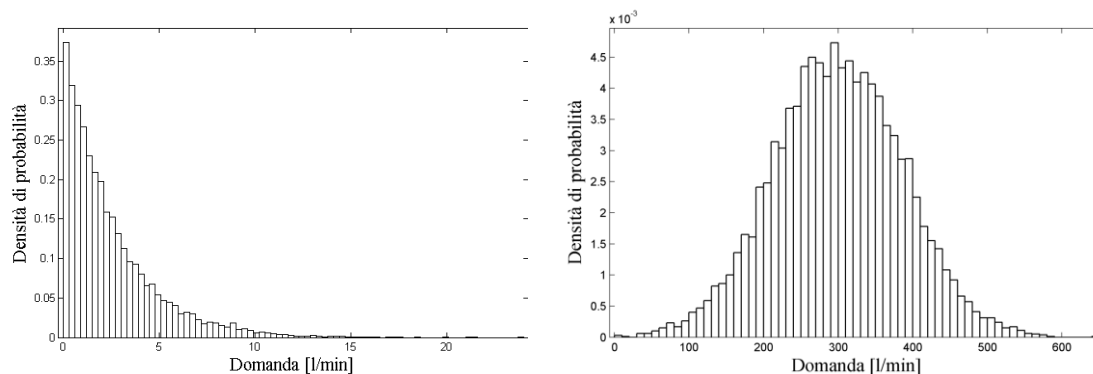


Figura 3. Domande idriche in due nodi della rete caratterizzati da un diverso numero di utenti: 5 utenti (pannello a sinistra) e 400 utenti (pannello a destra).

RINGRAZIAMENTI

La partecipazione del secondo autore allo studio è stata possibile grazie alla borsa di studio GII Placement in Water Engineering – 2015 conferita all'autore dal Gruppo Italiano di Idraulica.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Cunha, M. C. & Sousa, J. Robust Design of Water Distribution Networks for a Proactive Risk Management, *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 136, Issue 2, 2010, pp.227-236.
- Fairbrother, J., Turner, A. & Wallace, S. Scenario generation for stochastic programs with tail risk measures. *arXiv.org*: 1511.03074, math.OC, Cornell University Library, 2015.
- Goulter, I.C. Systems analysis in water distribution network design: From theory to practice. *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 118, Issue 3, 1992, pp.238–248.
- Kaut, M. & Wallace, S.W., Shape-based scenario generation using copulas, *Comput. Manag. Sci.*, 8, 2011, pp.181–199, DOI 10.1007/s10287-009-0110-y
- Lansey, K.E. Optimal design of water distribution systems. In L.W Mays, editor, *Water Distribution System Handbook*. McGraw-Hill, 2000.
- Magini, R., Pallavicini, I. & Guercio, R. Spatial and temporal scaling properties of water demand, *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 134, Issue 3, 2008, pp. 276-284.
- Marques, J., Cunha, M.C, Sousa J. & Savic D. Robust optimization methodologies for water supply systems design. *Drinking Water Eng. and Sc.*, 5, 2012, pp.31-37
- Nelsen, RB. *An Introduction to Copulas*, Lecture Notes in Statistics, vol. 139. Springer-Verlag: New York, 1999.
- Sklar, A. Random variables, distribution functions, and copulas—a personal look backward and forward. In: Rüschendorf L, Schweizer B, Taylor M(eds) *Distributions with fixed marginals and related topics*. Institute of Mathematical Statistics, Hayward, 1996, pp 1–14.
- Vertommen, I., Magini, R., Cunha, M.C. Scaling water demand statistics, *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, vol. 141, , Issue 5, 2015.

DEFINIZIONE DI UN QUADRO COMPLETO DELLO STATO DEL SERVIZIO IDRICO INTEGRATO NELL'EMILIA ROMAGNA A SUPPORTO DELLA PIANIFICAZIONE OTTIMALE

Emanuele Baratti¹, Cristiana Bragalli¹ & Alberto Montanari¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Scuola di Ingegneria e Architettura - DICAM, Università di Bologna, viale Risorgimento 2 40136 BOLOGNA

ASPETTI CHIAVE

- *Analisi dei bilanci idrici, energetica e del Piano degli Interventi del Sistema Idrico Integrato per l'intera Regione Emilia Romagna*
- *Creazione di un quadro completo di lettura immediata, utile per analisi non solo a livello tecnico, ma anche amministrativo e politico*
- *Analisi multicriteriale a supporto della pianificazione degli investimenti*

1 PREMESSA

Una delle sfide essenziali per garantire un futuro sostenibile è rappresentato dalla gestione oculata ed efficiente della risorsa idrica (Joubert *et al.*, 2003). In tale contesto, riveste un ruolo strategico la pianificazione degli interventi relativi all'infrastruttura ed alle componenti tecnologiche del Servizio Idrico Integrato (SII). Una visione globale dovrebbe basarsi innanzitutto sulla comprensione delle scelte fatte nel passato e delle criticità future dello stato del servizio idrico in tutte le sue dimensioni (dal piano tecnico a quello socio-economico e legislativo) e solo successivamente, sulla definizione di soluzioni ottimali la cui robustezza dipende fortemente dalla fase precedente. Il processo di pianificazione dovrebbe essere condiviso tra tutti gli attori del SII, cosicché possano emergere in questo contesto le conflittualità e si possa individuare, attraverso una metodologia trasparente ed oggettiva, la soluzione ottimale di miglior compromesso. Quest'ultima dovrebbe basarsi sulla minimizzazione di determinati aspetti, quali le perdite idriche o gli impatti sull'ambiente, l'energia necessaria al funzionamento degli impianti, e contestualmente massimizzarne altri, in particolare la salvaguardia della risorsa idrica, la coerenza dell'infrastruttura con lo sviluppo del contesto antropizzato e la sostenibilità a lungo termine dell'uso della risorsa idrica. Un approccio largamente utilizzato nella gestione delle risorse idriche è l'analisi multicriteriale (Joubert *et al.*, 2003; Ashley *et al.*, 2008; Hajkowicz, 2008; Alegre *et al.*, 2009; Scholten *et al.*, 2013). Tale metodologia consente di ottenere un ordinamento delle diverse alternative attraverso criteri di natura tecnica, socio-economica ed ambientale (Huang *et al.*, 2011; Montibeller *et al.*, 2006) e può quindi essere di supporto nell'individuazione delle priorità all'interno degli investimenti proposti nel Piano degli Interventi del SII.

Nel 2015 sono state condotte una serie di analisi finalizzate a comprendere lo stato del SII nella Regione Emilia Romagna. Tali indagini hanno permesso la realizzazione di un database completo, dal quale è possibile estrarre facilmente informazioni inerenti il SII dell'intero territorio regionale e calcolare indicatori adeguati a fornire una comparazione oggettiva tra le varie aree. Le indagini costituiscono la base di una metodologia multicriteriale a supporto della definizione delle priorità e qualità degli investimenti, considerandone il piano tecnico, socio-economico, ambientale e legislativo.

2 MATERIALI E METODI

Le analisi hanno il SII dell'intero territorio regionale dell'Emilia Romagna, che in questa analisi è stato suddiviso in sedici aree gestionali (in numero superiore quindi a quello dei Gestori presenti così da avere un maggiore dettaglio).

Sono stati analizzati i bilanci idrici, sia quelli relativi al D.M. 99/97 che quelli relativi alla Determina AEEGSI 5/2014; i Piani degli Investimenti 2014-2017 predisposti secondo la Deliberazione AEEGSI 643/2013, in termini di tipologia di intervento nei comparti di acquedotto, fognatura e depurazione e dei costi ad essi associati; i consumi energetici dei diversi comparti ed i relativi costi. La scala spaziale dei dati, disponibili su base annuale per il periodo 2008-2014, varia dal singolo Comune alle sedici aree gestionali.

Inoltre alcune grandezze sono disponibili per tutti gli anni, altri solamente per alcuni. L'elaborazione ha quindi richiesto una fase di omogenizzazione; laddove la stessa grandezza risulta acquisita da due fonti distinte, è stata eseguita anche una verifica di congruenza dei valori numerici ed infine si è proceduto ad una georeferenziazione delle grandezze; a titolo esemplificativo, la lunghezza complessiva della rete L (m) non è stata rilevata in modo univoco da tutti i Gestori ed è stato necessario riallineare i criteri di definizione per rendere confrontabili gli indici di performance.

2.1 Analisi dei bilanci idrici

In generale, i bilanci idrici dei singoli Gestori compilati in conformità alle schede D.M. 99/97 sono risultati essere in buono/ottimo accordo con quelli relativi alle schede richieste dalla Deliberazione AEEGSI 643/2013. Solamente in alcuni casi si hanno macro incongruenze. La Figura 1a indica il volume di acqua in ingresso alla rete di distribuzione (definito secondo il D.M. 99/97 A09) relativamente alla 16 aree gestionali per l'anno 2012. Le analisi suggeriscono una situazione regionale caratterizzata da un'ampia eterogeneità in tutti i parametri di valutazione: l'indice delle perdite reali in distribuzione P3 (definito secondo il D.M. 99/97 $P3=A15/A09$, dove A15 è il volume annuo delle perdite reali) (Figura 1b) mostra valori compresi tra ~0.17 a ~0.43, con media pari a ~0.29; analogamente, l'indice lineare delle perdite in distribuzione I3 (definito secondo il D.M. 99/97 $I3=A15/L$) varia tra ~1.2 e ~4.9 $m^3/anno/m$.

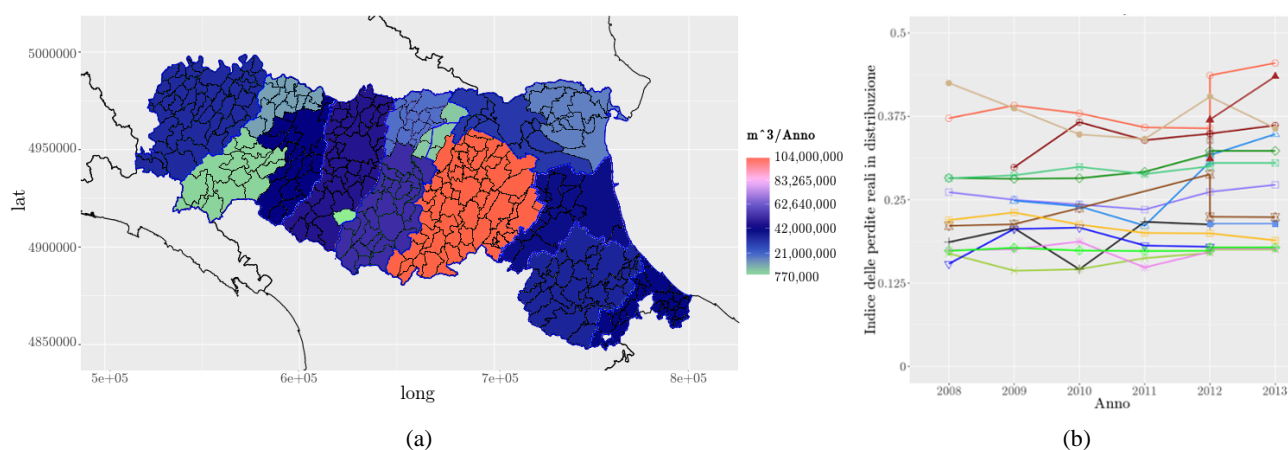


Figura 1. (a) Volume di acqua in ingresso alla rete di distribuzione (A09) per l'anno 2012; (b) indice delle perdite reali in distribuzione P3 (definito secondo il D.M. 99/97 $P3=A15/A09$, dove A15 è il volume annuo delle perdite reali) nel periodo 2008 - 2013. I bilanci idrici 2008-2012 provengono dalle schede compilate dai Gestori in base al D.M. 99/97, per il 2012-2013 in base alla Determinazione AEEGSI 5/2014. Le marcate differenze dell'andamento dell'indice P3 per alcune aree gestionali potrebbero dipendere dalla differente provenienza dei dati.

2.2 Analisi dei piani degli investimenti, costi e criticità

La stessa metodologia di validazione e georeferenziazione dei dati e degli indicatori è stata utilizzata per l'analisi dei Piani degli Investimenti nel periodo 2014-2017 per la Regione Emilia Romagna, che coinvolgono complessivamente circa 655 milioni di euro suddivisi nei comparti di acquedotto, fognatura e depurazione (Figura 2b). Le analisi hanno riguardato 1722 interventi associati ai diversi comparti del SII.

Per quanto riguarda la tipologia degli interventi, attualmente il piano degli investimenti individua gli interventi attraverso un unico titolo sintetico caratterizzato da una terminologia non univoca ed eterogenea tra i Gestori. In tale contesto, sono state eseguite analisi sulle singole parole contenute nel titolo degli interventi con l'obiettivo di individuare parole che (i) risultino note e già utilizzate dai Gestori per la definizione degli interventi e (ii) possano essere utilizzate per una caratterizzazione condivisa, nota e più omogenea degli interventi. I risultati costituiscono la base per la definizione di alcune "parole chiave" (un "glossario") da condividere tra Gestori ed Enti regolatori del SII per caratterizzare e confrontare in modo più agevole ed omogeneo gli interventi.

Le analisi hanno inoltre riguardato la classificazione quantitativa degli investimenti associati ai diversi comparti del SII (acquedotto, fognatura e depurazione). La popolazione assunta a riferimento è quella

residente, ovviamente questo aspetto condiziona i risultati per la zona costiera a forte vocazione turistica. La Figura 2a mostra il numero di interventi previsti per abitante nel periodo 2014-2017; emerge chiaramente un trend in crescita procedendo dalle zone di pianura verso le zone collinari, inverso rispetto all'andamento della densità abitativa. L'analisi ha permesso di mettere in luce alcune situazioni discordi che potranno quindi essere approfondite. Analogamente, la georeferenziazione dei costi complessivi lordi degli interventi per abitante ha invece messo in luce una situazione più eterogenea e l'assenza di un andamento simile a quello riportato in Figura 2a, con valori per abitante residente che oscillano da 69 euro a 936 euro, con valore medio pari a 150 euro. Infine, sempre a supporto di un'analisi finalizzata alla pianificazione, sono state eseguite analisi sulle criticità degli interventi (Delibera AEEGSI 27 dicembre 2013 643/2013/R/idr).

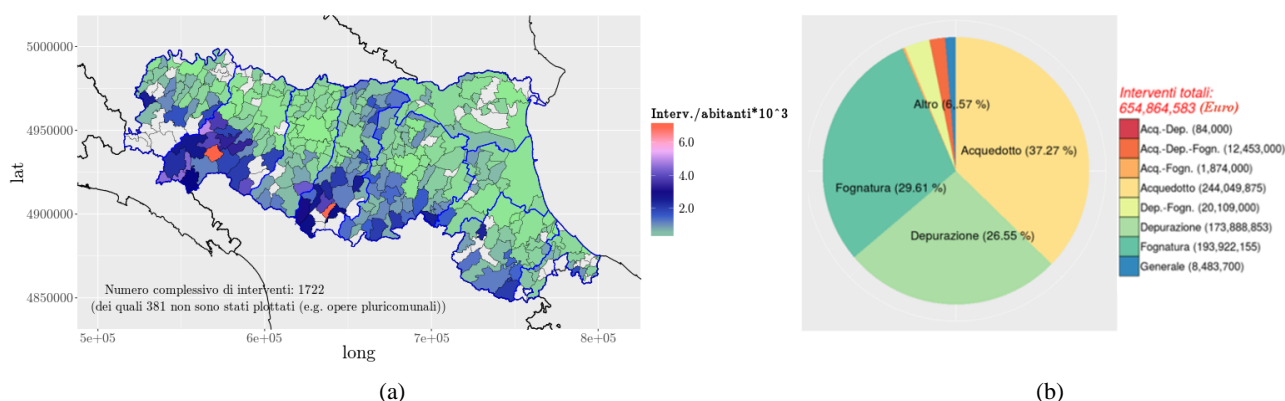


Figura 2. (a) Georeferenziazione a scala comunale del rapporto tra il numero complessivo degli interventi per acquedotto, fognatura e depurazione previsti dal PdI 2014-2017 e gli abitanti di ogni singolo comune. Gli interventi considerati sono 1722, 381 dei quali pluricomunali, quindi non associabili ad un singolo comune; questo spiega i comuni senza dato nella mappa. (b) Distribuzione dei costi lordi (costo effettivo degli investimenti) previsti nel periodo 2014-2017 per la Regione Emilia Romagna suddivisi per comparto.

2.3 Analisi energetica

Relativamente ai consumi energetici, sono stati analizzati i consumi energetici associati ai diversi comparti (acquedotto, fognatura e depurazione) per le sedici aree gestionali della Regione Emilia Romagna. I dati a disposizione fanno riferimento agli anni 2013 e 2014. Le analisi hanno permesso di quantificare il legame tra acqua ed energia nel SII (Lenzi *et al.*, 2013, 2014) e tra energia e costi.

L'intensità energetica media di prelievo e distribuzione EI (kWh/m^3) è definita dal rapporto E/V tra l'energia consumata E (kWh) ed il volume di acqua immesso V (m^3) riferiti alla stessa area ed allo stesso periodo. L'intensità energetica media all'utenza EI_0 (kWh/m^3) è definita dal rapporto E/V_0 tra l'energia consumata E (kWh) e il volume di acqua effettivamente consegnato all'utenza V_0 (m^3) riferiti alla stessa area ed allo stesso periodo. EI_0 risulta essere maggiormente efficace rispetto a EI per esprimere il quantitativo di energia necessario alla fornitura di acqua potabile poiché, essendo definibile come intensità energetica media all'utenza, fa emergere l'impatto delle perdite idriche nella consegna dell'unità di volume di acqua all'utente.

La Figura 3a riporta i consumi energetici nel comparto acquedottistico per le sedici aree gestionali. In analogia alle analisi precedenti, la situazione regionale è caratterizzata da una forte eterogeneità, con valori medi di intensità energetica EI pari a $0.855 \text{ kWh}/\text{m}^3$ nel 2013 e $0.815 \text{ kWh}/\text{m}^3$ nel 2014; la deviazione standard assume valori pari a $0.87 \text{ kWh}/\text{m}^3$ nel 2013 e $0.8 \text{ kWh}/\text{m}^3$ nel 2014.

La Figura 3b mostra la correlazione tra il livello di perdita idrica reale $I3$ e l'intensità energetica media all'utenza EI_0 . Tale dipendenza emerge nonostante anche per EI_0 si riproponga una forte eterogeneità da ricercarsi fondamentalmente nelle differenze impiantistiche, con valori di intensità energetica media all'utenza EI_0 che per il 2013 variano da 0.21 a $1.48 \text{ kWh}/\text{m}^3$ (Figura 2b), con una media pari a 0.76 e $0.70 \text{ kWh}/\text{m}^3$ rispettivamente nel 2013 e 2014 e relativa deviazione standard pari a $0.43 \text{ kWh}/\text{m}^3$ e $0.41 \text{ kWh}/\text{m}^3$.

3 CONCLUSIONI

Il sistema idrico in Emilia Romagna è caratterizzato da forte eterogeneità, in termini di bilanci idrici,

energetici, costi e criticità. Con l'obiettivo di sviluppare una metodologia di pianificazione sostenibile della risorsa idrica, sono state realizzate una serie di indagini che hanno permesso di estrarre e visualizzare quadri di sintesi di lettura immediata, utili per analisi non solo a livello tecnico, ma anche amministrativo e politico per l'intera Regione. I dati analizzati fanno riferimento all'arco temporale 2008-2014, con scala spaziale che varia dai singoli comuni alle sedici aree gestionali utilizzate in questa analisi per l'Emilia Romagna.

Il complesso delle analisi svolte può fornire un quadro utile a cogliere le criticità del SII, individuare le necessità specifiche del contesto territoriale e supportare livelli di analisi più approfondite e quindi la definizione delle priorità degli interventi, per una pianificazione ottimale degli investimenti in linea con la sostenibilità a lungo termine nell'uso della risorsa idrica. Sono attualmente in corso analisi di tipo multicriteriale a supporto della pianificazione degli investimenti a livello regionale.

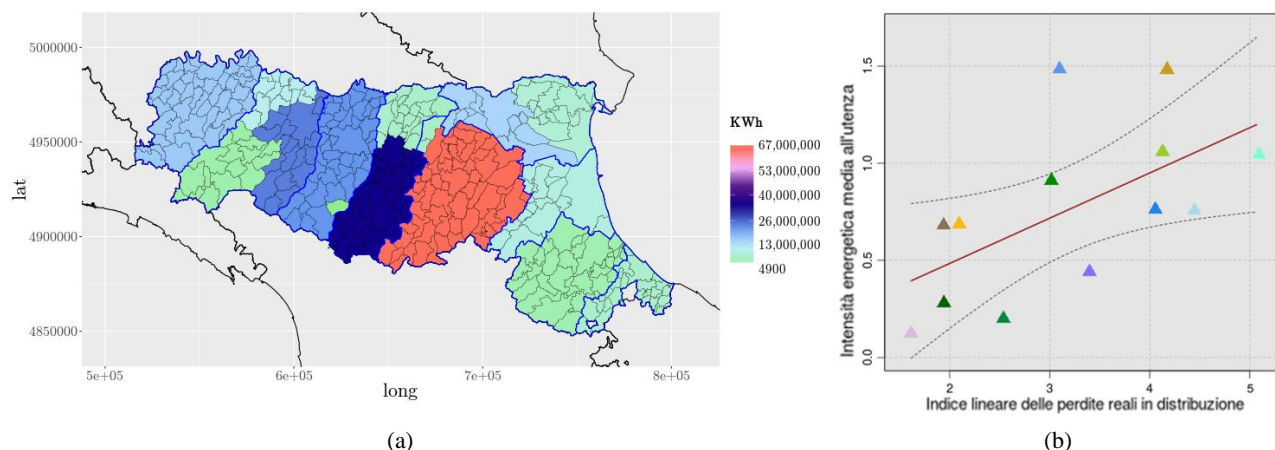


Figura 3. Analisi dell'energia consumata nel comparto acquedottistico nel 2013: (a) georeferenziazione dei dati sul consumo energetico per le sedici aree gestionali; (b) tali dati, rapportati al volume idrico effettivamente consegnato all'utenza sullo stesso periodo, forniscono l'intensità media energetica all'utenza (kWh/m^3) che viene posta in relazione con l'indice lineare delle perdite reali in distribuzione (come definito dal D.M 99/97, $I_3 = A15/L$ m^3/m , dove A15 è il volume delle perdite reali m^3/anno e L è la lunghezza della rete di distribuzione). La retta continua rappresenta la linea di regressione, le linee tratteggiate gli intervalli di confidenza al 95%.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Alegre H., et al. A novel methodology to prioritize investment proposals, Strategic Asset Management of Water Supply and Wastewater Infrastructure: Invited Papers from the IWA Leading Edge Conference on Strategic Asset Management (LESAM), Lisbon, October 2007, IWA Publishing, 2009.
- Ashley R., Blackwood D., Butler D., Jowitt P., Davies J., Smith H. Making asset investment decisions for waste water systems that include sustainability, Journal of Environmental Engineering-ASCE, 2008, 134, 200–209.
- Belton V. and Stewart T. J. Multiple criteria decision analysis: An integrated approach, Kluwer Academic Publishers, 2002.
- Hajkowicz S. A comparison of multiple criteria analysis techniques for water resource management, European Journal of Operational Research, 2008, 255–265.
- Huang I. B., Keisler J., and Linkov I. Multi-criteria decision analysis in environmental sciences: Ten years of applications and trends, Science of the Total Environment, 2011, 409, 3578–3594.
- Joubert A., Stewart T.J., and Eberhard R. Evaluation of water supply augmentation and water demand management options for the City of Cape Town. Journal of Multi-Criteria Decision Analysis, 2003, 17–25.
- Lenzi C., Bragalli C., Bolognesi A., and Artina S., From energy balance to energy efficiency indicators including water losses, Water Science and Technology: Water Supply, 2013, 13, 889–895, doi:10.2166/ws.2013.103.
- Lenzi C., Bragalli C., Bolognesi A., and Fortini M., Infrastructure Leakage Index assessment in large water systems, Procedia Engineering, 2014, doi:10.1016/j.proeng.2014.02.113.
- Montibeller G., Gummer H., and Tumidei D. Combining scenario planning and multi-criteria decision analysis in practice, Journal of Multi-Criteria Decision Analysis, 2006, 14, 5–20.
- Scholten L., Schuwirth N., Reichert P., and Lienert J., Tackling uncertainty in multi-criteria decision analysis – An application to water supply infrastructure planning, European Journal of Operational Research, 2013, 242(1).

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF PUMPS AS TURBINES

Francesco Pugliese ¹, Francesco De Paola ¹, Nicola Fontana ², Maurizio Giugni ¹ & Gustavo Marini ²

(1) Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, University of Naples “Federico II”, Via Claudio 21, 80125 Naples; (2) Department of Engineering, University of Sannio, Piazza Roma 27, 82100 Benevento.

KEY POINTS

- The Energy Recovery in WDNs allows to couple an effective Pressure Management with hydropower generation. The use of PATs guarantees reduced investment and management costs;
- Experiments have been carried out to assess the performance of centrifugal pumps operating in reverse mode, aiming at developing an effective tool for proper selection;
- A predictive model is proposed for the characterization of PAT performances, as function of the operation of the machine at the Best Efficiency Point.

1 INTRODUCTION

Hydropower generation in Water Distribution Networks is a recent topic in the field of the Best Management Practices of hydraulic systems, aiming at coupling an effective leakage control (De Paola *et al.*, 2015) with hydropower generation (Giugni *et al.*, 2009a). To this aim, Pumps as Turbines (PATs) can be an effective alternative to the use of turbines (Giugni *et al.*, 2009b). Power is generated using pumps running in reverse mode by inverting the flow direction and using the electric motor for generation.

Although PATs show lower performances with respect to traditional turbines, they guarantee lower investment and maintenance costs, being able to provide a wider set of models, available in commerce, with ease of installation, maintenance and spare parts procurement (Motwani *et al.*, 2013). During the last decades, several researches have been focused on the use of PATs in WDNs (Ramos & Borga, 1999; Carravetta *et al.*, 2012; Fontana *et al.*, 2012, 2014). Such studies have analyzed criteria for optimal selection, performance improvement, assessment of application fields. Recently, Fontana *et al.* (2016) have presented the operation of a prototype for pressure reduction and hydropower generation in WDNs.

A critical issue from the technical standpoint is the selection of the PAT, because of the lack of information about pump performances when running in reverse mode. To this aim, some authors proposed experimental and theoretical models, useful for prediction of PAT performances. One of the most effective approach is based on laboratory experiments. Among these, Fernandez *et al.* (2004) derived performance curves in terms of head drop, discharge and efficiency. Derakhshan & Nourbakhsh (2008a,b) introduced dimensionless analytic relationships, with respect to the Best Efficiency Point (BEP) conditions, for head drop H and generated power P , as function of flow discharge Q :

$$\frac{H}{H_b} = 1.0283 \left(\frac{Q}{Q_b} \right)^2 - 0.5468 \left(\frac{Q}{Q_b} \right) + 0.5314 \quad (1)$$

$$\frac{P}{P_b} = -0.3092 \left(\frac{Q}{Q_b} \right)^3 + 2.1472 \left(\frac{Q}{Q_b} \right)^2 - 0.8865 \left(\frac{Q}{Q_b} \right) + 0.0452 \quad (2)$$

in which subscript b refers to BEP conditions. Relationships (1) and (2) were derived by means of laboratory experiments, for PATs with specific speed N_s lower than 60 and flow rate numbers ϕ :

$$\phi = \frac{Q}{N \cdot D^3} \quad (3)$$

lower than 0.40, being N the rotational speed in rps and D the impeller's diameter in m.

Consequently, the experimental characterization of different PATs was discussed in the paper. The reliability of Eqs. (1) and (2) was also assessed and an improved relationship was proposed for better agreement with experiments.

2 THE LABORATORY SET UP AND THE EXPERIMENTS

Experiments were carried out at the Hydraulic Laboratory of DICEA (Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, University of Naples Federico II). The laboratory is endowed with a four loops network, built to reproduce the operation of a small WDN within the projects PON01_01596 Watergrid and PON04a2_F BE&SAVE Aquasystem (Fig. 1). The network is mainly made of cast iron with diameter DN 150 and supplied by an air chamber, which guarantees an inlet maximum pressure of around 100 m and a flow discharge up to 50 l/s. Motorized gate valves, needle valves and PRVs have been also installed for flow control and regulation.

The prototype allowed the installation of two PATs simultaneously, at the S.S. and M.S. Nodes (Fig. 1). PATs are connected to an inverter for rotational speed modulation (Dannier *et al.*, 2015).

The generated power measured at the inverter was increased by around 0.04 kW to account for the inverter auto-consumption. Flow discharge was measured by means of electromagnetic flow meters, whereas piezoelectric pressure transducers were deployed for pressure measurement upstream and downstream of the PATs. Data were acquired at 1s frequency using an in-house SCADA system connected to PLCs with Ethernet/IP protocol. SCADA also allowed for remote regulation of motorized valves.

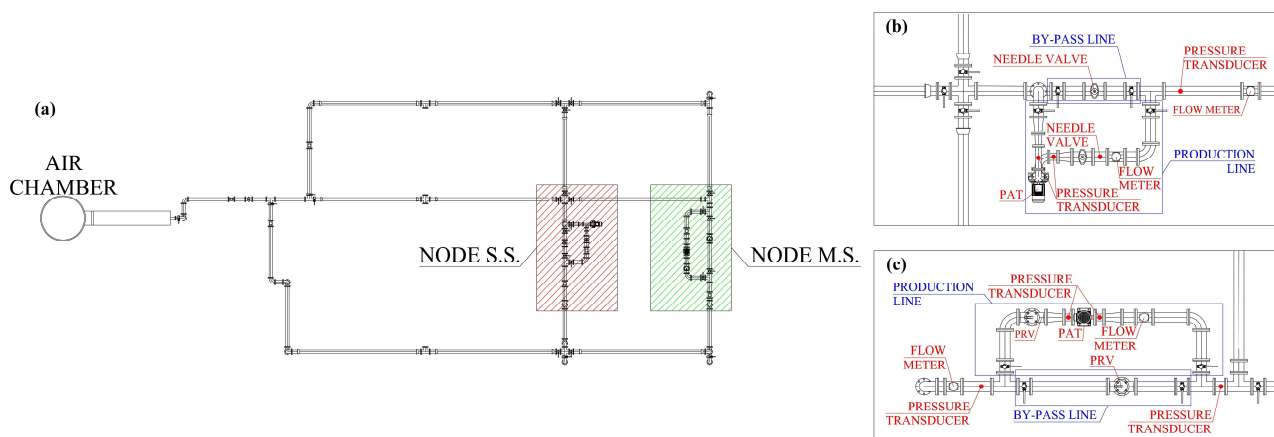


Figure 1. Layout of laboratory network (a) with details of Node S.S. (b) and Node M.S. (c).

A horizontal single-stage electric centrifugal pump and vertical multi-stages pumps were investigated. Detail of the pumps are given in Tab. 1.

PAT ID	Type	N° impellers	Impeller Diameter [m]	Nominal Power [kW]	Motor Class	BEP Direct Operation [%]
1	horizontal	1	0.189	22.0	IE2	79.0%
2	vertical	1	0.146	7.5	IE3	76.5%
3	vertical	2	0.146	15.0	IE3	76.5%
4	vertical	2	0.146	15.0	IE2	76.5%

Table 1. Main characteristics of the investigated PATs.

Experiments were carried out by setting a flow discharge and varying the rotational speed of the inverter N from 5 rps to the maximum value compatible with the analyzed flow, up to 50 rps. More than 7000 data points were recorded, with a peak power of 16.3 kW.

Characteristic curves of the PATs are plotted in Fig. 2. Dimensionless variables were introduced to plot in a single chart all the curves. For each experiment, flow discharge Q , head drop H and power P were divided by the corresponding values at the BEP, indicated with the subscript b .

In greater detail, PAT 1 has 61% efficiency at the BEP, whereas for vertical pumps the efficiency at the BEP varies between 65% and 72% (Fig. 2c). It is also noteworthy that the motor class IE3 allows for a greater efficiency with respect to IE2, in the order of a few percent only for higher Q/Q_b rates. In Tab. 2 the efficiency at the BEP in direct and reverse operations are summarized.

PAT ID	BEP	BEP
	Direct Operation [%]	Reverse Operation [%]
1	79.0%	61.0%
2	76.5%	65.0%
3	76.5%	72.0%
4	76.5%	72.0%

Table 2. Efficiency at the BEP in direct and reverse mode for the investigated PATs.

In Figs. 2a and 2b, experimental data of head drop and power are plotted. Eqs. (1) and (2) are also plotted (dashed line). Note that the maximum flow rate number for which Eqs. (1) and (2) were derived ($\phi = 0.40$), corresponds to a dimensionless flow discharge Q/Q_b around 2.2 in Fig. 2.

For PAT 1, Eq. (1) shows a very good agreement with experiments also for dimensionless flow rates higher than 2.2. For PATs 2-4, experiments show instead a greater deviation, although differences are always lower than 25%, also at high flow rates. Consequently, Eq. (1) can reliably predict the head drop characteristic curves, also for vertical pumps. Experiments also showed that Eq. (1) can be used for flow rate numbers greater than those investigated by *Derakhshan & Nourbakhsh* (2008a).

On the contrary, the power characteristic curve given by Eq. (2) is not able to reproduce experiments for $\phi > 0.40$. The curve shows an inconsistent pattern for high flow rate numbers, with negative power for Q/Q_b greater than ≈ 6.2 . For PAT 1, the alternative formulation represented by the orange line in Fig 2b was proposed. The relationship is a cubic polynomial again:

$$\frac{P_t}{P_{tb}} = 4.000 \cdot 10^{-3} \left(\frac{Q_t}{Q_{tb}} \right)^3 + 1.386 \left(\frac{Q_t}{Q_{tb}} \right)^2 - 0.390 \left(\frac{Q_t}{Q_{tb}} \right) \quad (4)$$

which minimizes deviation between experiments. Also in this case, data for horizontal pump differ by maximum 25% from the vertical pumps, thus Eq. (4) could be used again for preliminary estimate.

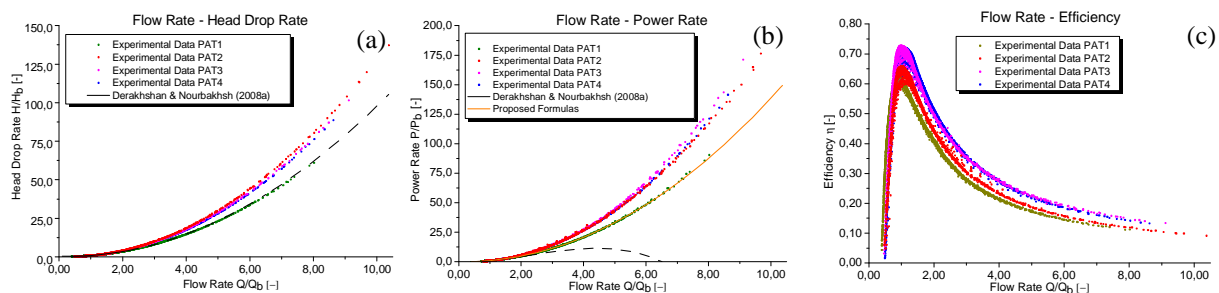


Figure 2. Characteristic curves: (a) Flow Rate – Head Drop Rate; (b) Flow Rate – Power Rate; (c) Flow Rate – Efficiency.

3 CONCLUSIONS

Recent studies have shown that PATs can be effective for coupling pressure management and energy production in WDNs. Despite the advantage arising from the possibility of using a wide set of pumps commercially available with reduced investment and management costs, one of the main factor limiting the use of PATs is the lack of performance curves provided by the manufacturer.

Some models are available in the literature to predict the characteristic curves of a PAT. Among these, one of the most effective is the model of *Derakhshan & Nourbakhsh*, which predicts both head and power curves from the values at the BEP in normal and reverse mode.

Because such relationships were derived from experiments on commercial pumps, in this paper it was investigated the reliability of the model for different types of pumps. Horizontal and vertical (multi stage) pumps were used in the experiments. Results showed that the head drop characteristic curve predicted by the model has a very good agreement for horizontal pump. In case of vertical pump, the model under-estimates experimental data by about 25%, consequently it can be used for preliminary estimate. Such an agreement occurs also for flow rate numbers greater than those investigated by the authors.

On the contrary, experiments showed that the power curve provided by the model is reliable only for flow rate numbers within the investigated range. For greater flow rate numbers, the values predicted by the model are inconsistent, with negative power for Q/Q_b greater than ≈ 6.2 . Consequently, an alternative formulation was proposed, which is in very good agreement with the horizontal pump, also for greater flow rate numbers. Even in this case, vertical pumps show values greater by maximum 25% than the proposed model.

Other experiments are planned for testing both horizontal and vertical multi stage pumps, so as to assess whether different relationships are required for vertical pumps or a single relationship can be used for all pump types.

REFERENCES

- Carravetta, A., Del Giudice, G., Fecarotta, O. & Ramos, H. Energy production in water distribution networks: a PAT design strategy, *Water Resources Management*, 2012, 26, 3947–3959.
- Dannier, A., Del Pizzo, A., Giugni, M., Fontana, N., Marini, G. & Proto, D. Efficiency Evaluation of a Micro-Generation System for Energy Recovery in Water Distribution Networks, 5th International Conference on Clean Electrical Power. Renewable Energy Resources Impact (ICCEP15), Taormina, Italy, 2015, 689-694.
- De Paola, F., Giugni, M. & Galdiero, E. A jazz based approach for optimal setting of pressure reducing valves in water distribution networks, *Engineering Optimization*, 2015, 1-13.
- Derakhshan, S. & Nourbakhsh, A. Experimental study of characteristic curves of centrifugal pumps working as turbines in different specific speeds, *Experimental Thermal and Fluid Science*, 2008a, 32(3), 800–807.
- Derakhshan, S. & Nourbakhsh, A. Theoretical, numerical and experimental investigation of centrifugal pumps in reverse operation, *Experimental Thermal and Fluid Science*, 2008b, 32(8), 1620–1627.
- Fernandez, J., Blanco, E., Parrondo, J., Stickland, M.T. & Scanlon, T.J. Performance of a centrifugal pump running in inverse mode. *Proceedings of the Institute of Mechanical Engineers Part A Journal of Power and Energy*, 2004, 218(4), 265-271.
- Fontana, N., Giugni, M. & Portolano, D. Losses reduction and energy production in water-distribution networks, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2012, 138(3), 237–244.
- Fontana, N., Giugni, M. & Portolano, D. Closure to “Losses Reduction and Energy Production in Water Distribution Networks”, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2014, 140(2), 271-273.
- Fontana, N., Giugni, M., Glielmo, L. & Marini, G. Real time control of a prototype for pressure regulation and energy production in Water Distribution Networks, *Journal of Water Resources Planning and Management* (*in press*).
- Giugni, M., Fontana, N. & Portolano, D. Energy saving policy in water distribution networks, *International Conference on Renewable Energies and Power Quality (ICREPQ 2009)*, *Renewable Energy & Power Quality Journal (RE&PQJ)* in Valencia, Spain, 2009a.
- Giugni, M., Fontana, N. & Ranucci, A. Optimal Location of PRVs and Turbines in Water Distribution Systems, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2009b, 140(9).
- Motwani, K.H., Jain, S.V. & Patel, R.N. Cost analysis of pump as turbine for pico hydropower plants – a case study, *Procedia Engineering*, 2013, 51, 721-726.
- Ramos, H., Borga, A. Pumps as Turbines: an unconventional solution to energy production, *Urban Water Journal*, 1999, 1(3), 261-263.

REGOLAZIONE DELLE PRESSIONI MEDIANTE PRODUZIONE DI ENERGIA IDROELETTRICA NELLE RETI DI DISTRIBUZIONE IDRICA

Vincenzo Sammartano¹, Marco Sinagra¹, Eleonora Spada¹ & Tullio Tucciarelli¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali dell'Università degli Studi di Palermo;

ASPETTI CHIAVE: turbine Cross-Flow, turbine Banki, regolazione delle pressioni, perdite idriche

- Produzione di energia idroelettrica da condotte in pressione con turbine tipo Banki;
- Regolazione delle pressioni mediante turbina ed uso combinato di inverter e PRV;
- Limitazione delle perdite idriche in condotta.

1. INTRODUZIONE

La realizzazione di nuovi impianti idroelettrici in Italia va sempre più spostandosi dalle grosse alle piccole potenze nominali. La ragione di questa tendenza risiede sia nei sempre maggiori vincoli ambientali posti alla realizzazione di grossi impianti associati a bacini artificiali di immagazzinamento delle acque, sia nell'affermarsi della nuova strategia di produzione distribuita dell'energia che prevede la realizzazione di piccoli impianti, possibilmente in prossimità dei nodi di maggiore consumo della rete elettrica.

Negli ultimi anni i principali gestori delle reti di distribuzione idrica hanno manifestato un notevole interesse nella realizzazione di mini e micro centrali idroelettriche finalizzate alla trasformazione di parte dell'energia meccanica posseduta dalla corrente idrica in energia elettrica. Ciò è dovuto sia al fatto che il costo dell'energia è spesso, come dimensione, la seconda voce di bilancio dopo quella del personale, sia perché l'eccesso di energia deve comunque essere altrimenti dissipato nelle reti mediante valvole di riduzione, denominate PRV, Pressure Reducing Valves (Wright *et al.*, 2015). Sinora la produzione di energia idroelettrica in ambito acquedottistico si è concentrata principalmente nelle reti di sovrambito, cioè a monte dei serbatoi di sconnessione ed accumulo che servono le reti di distribuzione idrica in ambito urbano, denominate DWN (Distribution Water Network). La ragione è che le potenze associate alle correnti in condotte di alimentazione delle sottoreti idriche urbane sono in genere piccole e la differenza di costo delle micro turbine rispetto alle tradizionali PRV è significativa.

Recentemente gli autori hanno progettato e brevettato un nuovo tipo di turbina Banki che può essere inserita all'interno di condotte e lavorare con pressioni in uscita maggiori di zero (Sammartano *et al.*, 2016). Il vantaggio delle turbine Banki è che, rispetto ad una grande semplicità costruttiva dovuta principalmente alla forma cilindrica di tutte le sue parti, se opportunamente dimensionata può garantire rendimenti idraulici del tutto simili a quelli propri di turbine molto più sofisticate come le Francis. Vedremo nel seguito che, se accoppiate ad una regolazione elettrica realizzata mediante inverter e ad un sistema di controllo che modifichi la velocità di rotazione della girante in funzione delle pressioni di monte e di valle, l'installazione di queste turbine consente di mantenere la pressione a valle sempre maggiore di un prefissato valore limite e di trasformare in energia elettrica la maggior parte della differenza energetica fra la corrente di monte e di valle. Nel caso di portate molto piccole rispetto al valore medio, se si vuole garantire la riduzione delle pressioni fino ad un prefissato valore di pressione massima a valle della turbina, occorre comunque prevedere un organismo di dissipazione, che può comunque facilmente inserirsi all'interno dello stesso corpo macchina.

2. LA TURBINA BANKI IN PRESSIONE

La turbina Banki-Michell è caratterizzata da una sezione costante rispetto a qualunque piano normale all'asse della girante ed è composta da quattro parti principali (Figura 1): il convergente, il distributore, la girante ed il diffusore. Nel convergente la corrente subisce un'accelerazione, trasformando la maggior parte dell'energia potenziale gravitazionale in energia cinetica e attraverso il distributore il flusso entra nella girante con una distribuzione uniforme. Le superfici d'ingresso e di uscita dalla girante hanno la forma di una porzione di cilindro a sezione circolare, confinate lateralmente dai due dischi a cui sono vincolate le pale della stessa girante. Le pale hanno la superficie interna di forma semi-circolare, con raggio costante. Il flusso

idrico attraversa quindi due volte i canali confinati dalle pale, una volta per entrare ed una volta per uscire dalla girante ed entrare nel diffusore. Il diffusore manca nelle tradizionali turbine Banki con scarico in atmosfera, ed è invece di notevole importanza nel caso in oggetto, perché serve a minimizzare la dissipazione energetica che avviene tra l'uscita dalla girante e la restituzione alla condotta originaria. La turbina, nel suo complesso, occupa una lunghezza dell'ordine di 10-12 volte il diametro originario della condotta e può essere direttamente inserita nella condotta in sostituzione di un tratto di pari lunghezza.

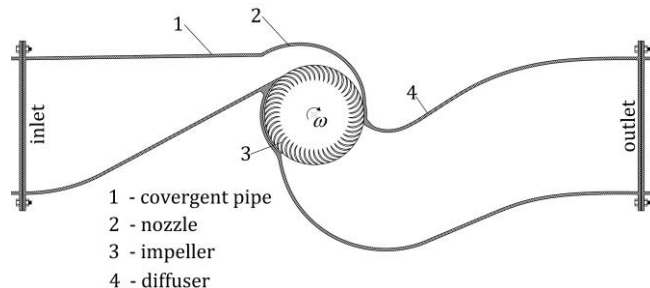


Figura 1. Schema della turbina Banki-Michell.

3. REGOLAZIONE E GESTIONE ELETTRICA

E' facilmente dimostrabile che il rendimento delle turbine è principalmente correlato con la velocità relativa V_r delle particelle idriche in ingresso alla girante, definita come:

$$V_r = \frac{V \cos \alpha}{\omega R} \quad (1)$$

dove V è il modulo della velocità, α è l'angolo di attacco della corrente, ω è la velocità angolare ed R è il raggio esterno della girante (Chattha et al. 2010; De Andrade et al. 2011; Khurana & Kumar 2011; Sinagra et al. 2014). Il rendimento della turbina è nullo nel caso di $V_r = 0$, raggiunge il massimo per $V_r = 2$ e poi decresce lentamente per diventare poi negativo. Ciò implica che, al variare della portata in condotta in funzione dei consumi idrici, qualora la velocità di rotazione della girante si mantenesse costante nel tempo, solo per un prefissato valore di portata sarebbe possibile ottenere il rendimento massimo. E' importante inoltre rammentare che il rendimento della macchina non si riferisce al carico nominale, cioè al dislivello piezometrico effettivamente disponibile (o auspicabile) fra le sezioni di ingresso e di uscita della turbina, ma al dislivello piezometrico H che effettivamente si realizza in funzione sia della portata che della velocità di rotazione ω . Se chiamiamo quindi H_{max} la differenza fra il carico di monte e quello minimo di valle, determinato dall'esigenza di mantenere le pressioni sempre maggiori di un valore minimo di sicurezza, dovremo garantire la condizione (2a), indicata nelle relazioni seguenti, per tutti i valori effettivi di portata. Inoltre, se lo scopo della turbina è anche quello di limitare il valore massimo della pressione a valle, dovremo garantire anche la condizione (2b). I valori di H_{max} ed H_{min} possono essere costanti se la quota piezometrica in corrispondenza della turbina è poco influenzata dai consumi della rete, come possono essere invece variabili nel tempo nel caso contrario.

$$H \leq H_{max} \quad (2a)$$

$$H \geq H_{min} \quad (2b)$$

L'analisi dei carichi H che si realizzano, per data configurazione geometrica e per assegnata portata Q al ridurre della velocità angolare ω , dimostra che il loro andamento è sempre monotonicamente decrescente e che, in prossimità del valore zero, il carico H si riduce ad una percentuale molto piccola del carico che si ottiene con la velocità relativa ottimale $V_r = 2$. Viceversa, in corrispondenza di portate molto piccole, per potere garantire la condizione (2b) occorrerebbe ricorrere a velocità angolari molto elevate corrispondenti a rendimenti negativi, cioè ad un assorbimento significativo di corrente da parte della turbina, che funzionerebbe nella pratica come una macchina solamente dissipativa. E' quindi necessario, per garantire la condizione (2b) anche per portate molto piccole, utilizzare le classiche PRV, che d'altra parte possono essere facilmente inserite nel corpo macchina della turbina, a valle della girante. Supponendo che il costo della eventuale PRV sia piccolo rispetto al costo della regolazione elettrica e della turbina, occorre quindi definire un criterio di

dimensionamento della turbina, che sia finalizzato alla massima produzione energetica annua, nel rispetto del vincolo costituito dalla disequazione (2a).

4. DIMENSIONAMENTO DELLA TURBINA BASATO SULL'ANALISI DIMENSIONALE

Definiamo portata di progetto Q_P quel particolare valore di portata che, associato al carico H_{max} , fornisce i parametri di dimensionamento della macchina secondo la procedura già proposta da *Sammartano et al.* (2016). Nella citata memoria e nelle precedenti (*Sammartano et al.*, 2013, 2015) gli autori dimostrano che la condizione ottimale di funzionamento è quella per cui il carico H risulta pari ad H_{max} e la velocità relativa V_r è all'incirca uguale a 2. Il dimensionamento della macchina avviene ipotizzando un assegnato rapporto tra diametro e larghezza della girante (circa uno), determinato da considerazioni di tipo meccanico e richiede, per la determinazione del numero e del raggio di curvatura delle pale, una serie di simulazioni numeriche che risolvano il campo di moto turbolento che si realizza all'interno della girante e del dominio fisso costituito da distributore e diffusore. Tali simulazioni risultano particolarmente onerose anche per il fatto che, per ciascuna di esse, occorre modificare la configurazione della mesh di calcolo per adeguarla alla geometria di tentativo delle nuove superfici.

Fissata, vedremo come, la portata di progetto Q_P , è possibile soddisfare quasi sempre il vincolo (2a) rinunciando alla condizione di rendimento ottimale, anche per portate maggiori di Q_P , a meno che il valore di H_{max} non sia particolarmente piccolo. A tale scopo sarà sufficiente ridurre la velocità ω di rotazione della girante. Analogamente, per portate minori di Q_P risulta pure opportuno ridurre la velocità di rotazione, per mantenere il valore di velocità relativa V_r pari a due pur ottenendo così un carico $H < H_{max}$. Infatti, l'aumento di carico indotto dall'aumento della velocità di rotazione, qualora si cerchi di mantenere la condizione $H = H_{max}$, viene in questo caso totalmente dissipato dalla turbolenza a discapito dell'energia prodotta. Da quanto detto, risulta che la velocità angolare ω_P calcolata in corrispondenza della portata di progetto risulta essere quindi quella massima in fase di esercizio della turbina. Si veda in Tabella 1 la sintesi delle regole di esercizio precedentemente enunciate.

$Q > Q_P$	$V_r > 2$	$H = H_{max}$	$\omega < \omega_P$
$Q < Q_P$	$V_r = 2$	$H < H_{max}$	$\omega < \omega_P$

Tabella 1. Regole di esercizio della turbina.

Per calcolare la produzione di energia giornaliera della turbina corrispondente a Q_P occorrerebbe quindi effettuare tante simulazioni quante sono le portate previste e, nel caso in cui queste superino la portata di progetto, ripetere i calcoli più volte per ogni portata al variare di ω , sino ad ottenere la condizione $H = H_{max}$.

Viceversa, facciamo l'ipotesi che valga la relazione:

$$f(Q, D, \omega, H, P) = 0 \quad (3a)$$

$$P = \eta \gamma Q H \quad (3b)$$

dove η è il rendimento della turbina. Applicando l'analisi dimensionale assumiamo come variabili fondamentali Q e D , in quanto la prima è data come input e la seconda si ricava semplicemente, con i criteri enunciati da *Sammartano et al.* (2016), a partire dalla portata Q_P . Fatto ciò ricaviamo i seguenti numeri indice:

$$C_\omega = \omega \frac{D^3}{Q} \quad (4a)$$

$$C_H = \frac{H}{D} \quad (4b)$$

$$C_P = \frac{P}{\gamma Q D} \quad (4c)$$

Ognuno dei tre numeri indice è funzione degli altri due. Noi possiamo però, lavorando su una sola turbina

e modificando ad ogni simulazione solo ω e Q per calcolare H e P , ottenere una famiglia di curve. In tali curve la variabile si può leggere in funzione della variabile con parametro (vedi Figura 2).

Per stimare l'energia prodotta in un anno dalla turbina dimensionata secondo una certa portata di progetto Q_P possiamo quindi: 1) calcolare il diametro D e la larghezza della macchina in base alla portata Q_P ed al criterio indicato da Sammartano *ed al.* (2016), 2) per ogni intervallo temporale a cui corrisponde una portata Q distinguere i casi in cui $Q > Q_P$ o $Q < Q_P$. Nel primo caso ricaviamo dal grafico di Figura 2 il valore di C_ω che massimizza C_P per assegnato C_H e quindi la corrispondente potenza $P = C_P \gamma Q D$. Nel secondo caso calcoliamo viceversa la velocità di rotazione ω e quindi C_ω in base a Q , alla larghezza della macchina, al diametro D ed alla condizione di velocità relativa pari a 2. A questo punto ricaviamo dal grafico di Figura 2 il valore di C_P , e quindi la corrispondente potenza P , per assegnati valori di C_ω e C_H . Scegliereemo ovviamente come portata di progetto quella che massimizza l'energia giornaliera prodotta.

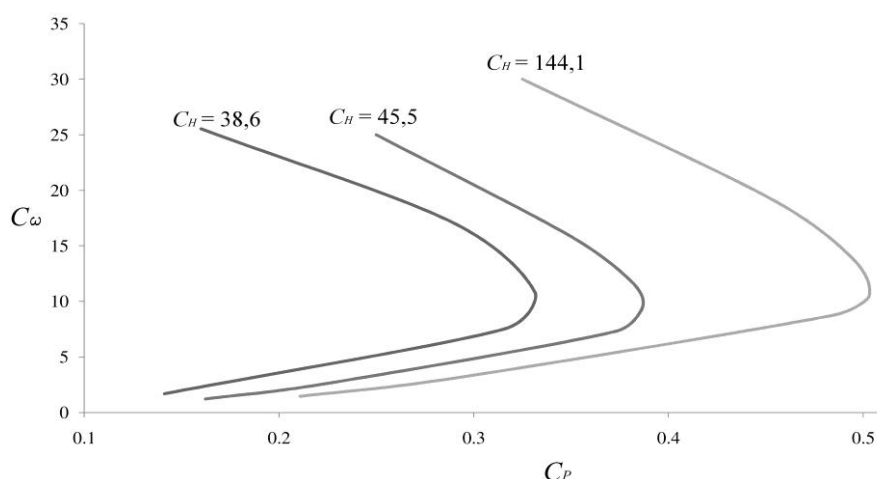


Figura 2. Andamento dei numeri indice con curve di parametro C_H .

5. APPLICAZIONE ALLA SOTTORETE DI ORETO STAZIONE IN PALERMO E CONCLUSIONI

La procedura sopra descritta è stata applicata al caso della sottorete di Oreto Stazione, nella città di Palermo. I risultati, omessi nel presente sommario per brevità, indicano che con una opportuna scelta della portata di progettazione è possibile trasformare in energia elettrica la maggior parte dell'energia disponibile nel rispetto del minimo carico atteso nella sezione a valle della turbina. Una percentuale ancora maggiore sarebbe possibile ricavarla accoppiando nella turbina alla regolazione elettrica la regolazione idraulica, il che consentirebbe oltretutto di evitare l'inserimento della PRV nel caso in cui si vogliano limitare le pressioni corrispondenti a piccole portate. Ciò comporterebbe però un aggravio dei costi che andrebbe attentamente analizzato prima di realizzare l'impianto.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Chattha, J. A., Khan, M.S., Wasif, S.T., Ghani, O.A., Zia, M.O., & Hamid, Z. Design of a cross flow turbine for a micro-hydro power application. Proceedings of ASME 2010 Power Conference, Chicago, Illinois, USA, July 13-15, 2010.
- De Andrade, J., Curiel, C., Kenyery, F., Aguiln, O., Vásquez, A., & Asuaje, M. Numerical investigation of the internal flow in a Banki turbine. International Journal of Rotating Machinery, Hindawi Publishing Corporation, Art. ID. 841214, 2011.
- Khurana, S. & Kumar, A. Small hydro power - A review. International Journal of Thermal Technologies, 2011, 1(1), 107-110.
- Sammartano, V., Aricò, C., Carravetta, A., Fecarotta, O. & Tucciarelli, T. Banki-Michell Optimal Design by Computational Fluid Dynamics Testing and Hydrodynamic Analysis. Energies, 2013, 6(5), 2362-2385.
- Sammartano, V., Aricò, C., Sinagra, M., & Tucciarelli, T. Cross-Flow Turbine Design for Energy Production and Discharge Regulation. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, 141(3).
- Sammartano V., Filianoti P., Sinagra M. & Tucciarelli T. Banki-Michell micro-turbines for energy production in water distribution networks. 4th IAHR Europe Congress, Liege Belgium July 27-29, 2016.
- Sinagra, M., Sammartano, V., Aricò, C., & Collura, A. Experimental and Numerical Analysis of a Cross-Flow Turbine. Journal of Hydraulic Engineering, 2015, 142(1).
- Wright, R., Abraham, E. Parpas, P. & Stoianova I. Optimized Control of Pressure Reducing Valves in Water Distribution Networks with Dynamic Topology. Procedia Engineering, 2015, Vol. 119, 1003-1011.

A CONTROL VALVE FOR ENERGY HARVESTING AND STAND ALONE APPLICATIONS

Stefano Malavasi¹, Giacomo Ferrarese², Marco Maria Agostino Rossi³

(1,2,3) Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale.

KEY POINTS:

- A valve capable to harvest energy from flow lamination process is presented.
- The experimental investigation on the device is introduced with the results showing the effectiveness of the device as control valve and as energy harvesting solution.
- The possibility of a stand-alone application of the GreenValve is presented and discussed.

1 GREENVALVE AND ITS BACKGROUND

Control valves are commonly used as final control element in process control management of industrial plants, of water distribution networks or of any application where fluids need to be managed. Control valves can handle the flowing fluid to compensate for the load disturbance and keep the regulated process variable as close as possible to the desired set point (Fisher, 2005). Politecnico di Milano developed a control valve, called GreenValve, able to harvest energy while it regulates the flow rate or pressure of the fluid. The base concept of the GreenValve is that regulation is a dissipative process that involves the dissipation of a certain amount of energy that, depending on the cases, can reach high values. As for an example the energy dissipated in a month by a single valve of a district heating plant can reach almost 2MWh; this value has been calculated on the bases of monitoring system data of a district heating plant managed by Alpiq Holding SA. For more information on the specific case we refer to (Malavasi, Ferrarese, & Rossi, 2014) and (Malavasi, Rossi, & Ferrarese, 2016). The amount of energy annually wasted in the control processes can be very high and the possibility to recover even a small part of it is a significant new resource. GreenValve is designed to substitute any control valve of similar regulation characteristics and to harvest part of the energy that using a common device would be wasted.

In the last few years the concept of energy harvesting is largely spreading as a new way to obtain energy by harnessing new sources from environment or dissipative processes. It is defined as a booming business by several reports of international market observers like FMI (Future Market Inight), 2016; Harrop, Ghaffarzadeh, & Das, 2015; Renee, 2015; Salgarkar, 2012; Shalini, 2015. This is justified by both strong demand and a recent diffusion of new inventions and investments. Energy harvesting, and in general renewable energy, has a central role in the decentralization of power generation bringing the electric grid to change the infrastructures toward a more flexible and integrated system. This new concept of electric grid, called “smart grid” (Sailalitha & Kiran, 2013), represents the next step for the management of electric power; according to (Sammartano, Aricò, Sinagra, & Tucciarelli, 2015), today’s target is to overtake the centralized energy system in favor of a flexible distributed system.

Recent studies express the necessity of a more and more accurate understanding of water management; the objectives are the reduction of energy consumption, leakage detection and quality monitoring (Prescott & Bogumil, 2008; Tucciarelli, Criminisi, & Termini, 1999). To achieve this goal it is necessary to extend the number of measurement sections, introducing a high number of sensors that need to be feed with electricity often in areas where the grid connection is not directly accessible. In this context, energy harvesting from water pipeline could be an opportunity to improve water management systems and GreenValve represents a promising device for several reasons:

1. It can substitute a common control valve and recover part of the energy that otherwise would be wasted in the control process;
2. It can be used in areas without electric grid connection and feed instrumentations and other devices;
3. It can be used as stand-alone valve able to be wireless governed as explained in the following sections.

GreenValve has been formally registered by national and international patents obtained in the last years (Malavasi, 2012, 2013). A prototype to be used in experimental tests has been produced. The main component of the prototype is a 80 mm ball valve that has been modified to introduce in the sphere bore a vertical axes turbine that represents the core of the invention allowing to harvest energy while controlling the flow. The concept is simple: the flow passing through the valve enables the turbine rotation that can be exploited to produce electricity by mean of an alternator.

From the fluid dynamics point of view, the functioning of GreenValve is strongly dependent on the travel rate. When the valve is totally opened the flow pattern is practically not affected by the presence of the sphere and the turbine is homogenously hit by the flow: the velocity profile of the flow, assuming turbulent flow, is rather uniform on the section approaching the blades of the turbine because there are not obstacles upstream the turbine. On the other hand, when the valve is closed approximately to 50° or lower, the flow is accelerated and velocity magnitude increases in specific zone of the channel within the body of the valve. In this situation the flow, impacting the turbine, becomes similar to a submerged jet. Due to this change of internal fluid dynamics mechanism, the optimization of the turbine shape has been a relevant matter for the design of GreenValve representing the main concern for developers. Starting from a simple three blades model, the development of turbine geometry has gone through the whole experimental campaign resulting in the design presented in this paper. All the turbines tested have been drawn and printed by a 3D printer in ABSplus-p430.

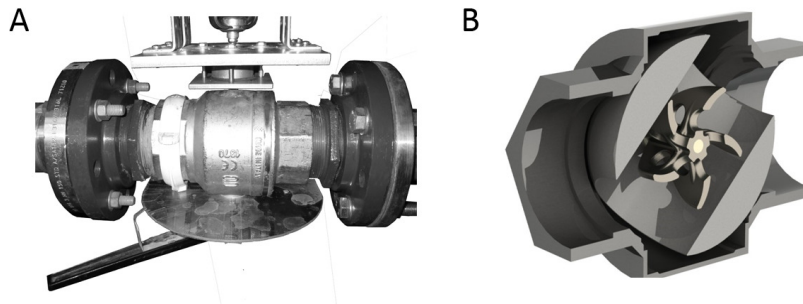


Figure 1. Experimental prototype of the GreenValve (a). 3D cad internal section of the GreenValve (b)

2 CONTROL CHARACTERIZATION

GreenValve has been designed to be a control valve. For this reason, a complete characterization of the fluid dynamic parameters, as defined by International Standard ISA 75.01.01 (2007), has been performed. The main interest is focused on the flow coefficient, a parameter that defines the flow capacity of the valve as following:

$$C_v = \frac{Q}{N_1} \cdot \sqrt{\frac{\rho_1}{\rho_0 \Delta p}}$$

Where ρ_1 (Kg m⁻³) is the density of the fluid flowing, ρ_0 (Kg m⁻³) is the reference density in standard condition (water at 15°C and 101 KPa) and N_1 represents a transformation parameter depending on the unit used for Q and Δp . In this case international units are used for pressure and flow rate, respectively Pascal and Meter per Second.

An important consideration that has always been the guideline for the design of GreenValve turbines is that it has to guarantee a maximum flow coefficient as high as possible. Thus, a significant portion of the cross section must be left free to allow the flow of fluid. Moreover, the turbine has been specifically designed to maintain a constant flow coefficient for every rotational velocity condition, even for complete arrest of the blades. Different turbine shapes have been numerically and experimentally tested and the type today adopted is shown in Figure 1b. The projection of the blades of this impeller covers a maximum of 92.5% of the valve section. The blades have holes in proximity of the shaft to admit an additional passage area, which in turn increases the flow coefficient. Considering the holes, the projection of the impeller covers 78 % of the cross section. This feature significantly increases the maximum flow coefficient of GreenValve,

making the characteristic control curve comparable for example with the one of a standard globe valve that is one of the most diffused control valve. In Figure 2 three characteristic flow curves are shown: one of an on/off rotary ball valve, one of a globe and one of GreenValve. The data of the rotary ball valve are particularly interesting since GreenValve is a derived device from a common ball valve where a turbine is inserted inside its body. For this reason, a direct comparison between the two flow characteristic curves highlights the performances modifications due to turbine insertion. In particular, for opening up to 40° the flow coefficients does not differ significantly. For high openings the two curves have different trends: the one of GreenValve tends to a constant value for opening of 70° or higher, meanwhile the ball valve shows a continuous and strong increase.

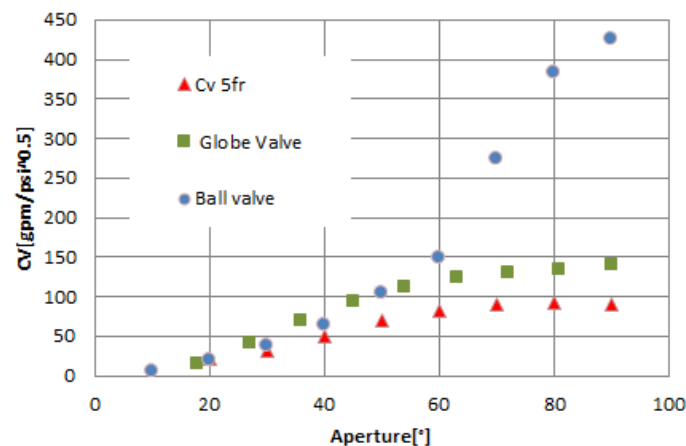


Figure 2. Model of the final turbine designed (a). Comparison of different characteristic flow curves (b)

3 ENERGY HARVESTING

The second important feature of GreenValve is the capacity to harvest part of the energy during the dissipation process. Using the data obtained through the experimental campaign described in Malavasi et al. (2016), different case studies have been analyzed to evaluate the harvestable energy. Here is briefly described an example of application for GreenValve, with the aim of providing an estimation of the energy harvested.

In a district heating plant, a control valve is positioned upstream the condensation tank. Its job is to reduce the pressure from 3.5 bar to atmospheric pressure. Thus, pressure drop is constant, while flow rate changes over time. This is a typical condition for any atmospheric discharge application.

The control valve, in this case, is required to regulate the flow rate to keep the pressure inside the plant equal to 3.5 bar. As described in Malavasi et al (2016), substituting a GreenValve of 100 mm to the existent control valve, it could be possible to recover 370 KWh of mechanical energy in one month. Considering that in Europe, the mean consumption of electric energy per family is about 290KWh month⁻¹, one single GreenValve of 100 mm has the potential to supply energy for about 1.3 families of three people.

4 STAND-ALONE APPLICATION

An important feature of GreenValve is the possibility to realize a stand-alone system allowing the valve to be operated by and actuator fed by the harvested energy. This possibility is very promising for off-grid applications where establishing a connection to the net would be too expensive or unfeasible.

In our Hydraulic Lab, a prototype of this system has been assembled using the following components:

- GreenValve - Battery 24V– Actuator 24V 100Nm –charge regulator – data transmission device -

In order to test it, a dedicated flow loop has been built. In the coming experimental tests, GreenValve will be controlled through an App for smartphone, allowing to remote control its opening and closing. The final aim is the wireless regulation of the flow and the monitoring of the harvested energy.

Having a standalone system would provide an efficacious solution usable for a wide range of applications. The capacity of feeding the actuator that operates the GreenValve itself is an important step for the remote control technologies, allowing the creation of smart systems that regulate themselves. Moreover, using a battery to store the energy harvested provides new opportunities for the management of hydraulic system. An example is the possibility to feed sensors for the water quality monitoring. Coupling GreenValve with the integrated platform of sensors described in another work presented to this conference (Carminati et al., 2016) allows to have the hydraulic control of the water supply system and the real time monitoring of the most important water parameters. In this way, a correct and prompt management of the pressure in the system and a safe quality control of the public water is guaranteed.

- Carminati M., Rossi M.M.A., Turolla A. & Pifferi V., Miniaturization of smart sensors for real-time monitoring of water supply systems. XXXV Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche (2016)
- Fisher, L. Control Valve Handbook. (Fisher Control International, Ed.) (Fourth Edi.). (2005).
- FMI (Future Market Inight). Energy Harvesting Market: Global Industry Analysis and Opportunity Assessment 2014 - 2020. London, UK. (2016).
- Harrop, P., Ghaffarzadeh, K., & Das, R. Energy Harvesting: Off-grid Renewable Power for Devices, Vehicles, Structures 2015-2025. Cambridge, UK. (2015).
- Malavasi, S. Valvola di regolazione a recupero di energia. Italy. (2012).
- Malavasi, S. Energy recovery flow control valve. Italy. (2013).
- Malavasi, S., Ferrarese, G., & Rossi, M. M. A. A Control Valve for Energy Harvesting. In 16th Water Distribution System Analysis Conference, WDSA2014 — Urban Water Hydroinformatics and Strategic Planning (Vol. 89, pp. 588–594). Elsevier. (2014).
- Malavasi, S., Rossi, M. M. A., & Ferrarese, G.. GreenValve: Hydrodynamics and Applications of the Control Valve for Energy Harvesting. Urban Water Journal, Accepted paper. (2016)
- Prescott, S. L., & Bogumil, U. Improved Control of Pressure Reducing Valves in Water Distribution Networks. Journal of Hydraulic Engineering. (2008).
- Renee, W. Energy Harvesting: Technology, Methods and Applications. New York, USA: Nova Science Publisher.
- Rossi, M. M. A., Carminati, M., & Malavasi, S. (2016). Miniaturization of Smart Sensors for Real-Time Monitoring of Water Supply Systems. Bologna, Italy. (2015).
- Sailalitha, P., & Kiran, B. Smart Grid. International Journal of Engineering Trends and Technology, 4(April), 883–887. (2013).
- Salgarkar, R. Energy Harvesting Market worth \$1894.87 Million by 2017. Chicago, ILL, USA. (2012).
- Sammartano, V., Aricò, C., Sinagra, M., & Tucciarelli, T. Cross-Flow Turbine Design for Energy Production and Discharge Regulation. Journal of Hydraulic Engineering, 141(January). (2015).
- Shalini, R. Global Markets, Technologies and Devices for Energy Harvesting. Wellesley, MA, USA. (2015).
- Tucciarelli, T., Criminisi, A., & Termini, D. Leak Analysis in Pipeline Systems by Means of Optimal Valve Regulation. Journal of Hydraulic Engineering, 125(March), 277–285. (1999).

EXPERIMENTS AND NUMERICAL MODELING OF DAM-BREAK DRY GRANULAR FLOWS

Stefania Evangelista¹, Giovanni de Marinis¹, Cristiana Di Cristo¹ & Angelo Leopardi¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, Università di Cassino e del Lazio Meridionale

KEY POINTS

- This work is aimed at giving a contribution in the comprehension of granular fast flows, a subject of interest in fluvial hydraulics, risk management and many engineering applications.
- An ad-hoc campaign of small-scale experiments of dry granular flows produced by dam breaks has been performed in the Laboratory of Water Engineering (LIA) at University of Cassino and Southern Lazio, Italy.
- Results are here presented and discussed, also in comparison, with a satisfactory agreement, against the simulated ones obtained by the numerical integration of a depth-integrated two-phase model.

1 INTRODUCTION

Granular flows are related to several engineering applications and, thus, widely investigated in the last decades, for example in disaster prevention and risk management to prevent or reduce the big impacts of large-scale events, such as landslides and debris flows. This need is recently growing with the increased risk of potential occurrence of such events due to climate changes and intensive negative anthropic intervention. The topic is also crucial in material stockpiling, freights, food manufacturing and many industrial processes.

The numerous experiments on granular fast flows show that granular materials often exhibit a fluid-like behavior, strongly dissipative due to friction and inelastic collisions (Bagnold, 1954; Savage & Hutter, 1989; Gray & Hutter, 1997; Pouliquen, 1999; Ghilardi *et al.*, 2004; Lajeunesse *et al.*, 2004). More specifically, Lube *et al.* (2005) and Balmford & Kerswell (2005) performed experiments on 2D granular dam breaks, while Roche *et al.* (2008) compared dam-break experiments realized with water, fluidized and dry granular flows. Several efforts have also been devoted to analytical modeling (e.g. Hutter *et al.*, 1996; Hiverson, 1997; Kerswell, 2005; Di Cristo *et al.*, 2010a). One of the main problem is related to the expression of resistances, being here the particle interactions the dominant source of energy dissipation.

In this work a campaign of small-scale laboratory tests of dry granular dam breaks has been performed in the Laboratory of Water Engineering at University of Cassino and Southern Lazio, Italy. Results have been used to analyze the scaling proposed in literature and test the efficiency of a morphodynamic model (Greco *et al.*, 2012). The robustness of such models, in fact, is often verified in clear-water conditions; conversely, here it is underlined how the capability to reproduce the behavior of the only sediment has to be verified too.

2 EXPERIMENTAL SETUP

The experiments have been carried out in a horizontal rectangular 0.40-m wide channel with transparent walls. The granular material is trapped by a vertical fast-opening sluice gate, whose sudden removal produces the dam break flow (Figure 1).

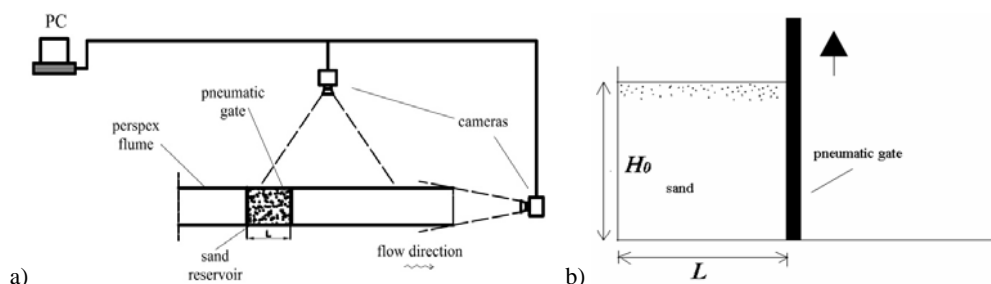


Figure 1. a) Sketch of the experimental equipment; b) Sketch of the considered dam-break scheme.

Two different almost-uniform non-cohesive dry sands have been used. The “fine sand” or “sand A” has a particle mean diameter $d_{50} = 0.20$ mm, a solid density $\rho_s = 2680$ Kg/m³, an internal friction angle of $\phi = 36^\circ$, and an estimated porosity of 0.53. The “coarse sand” or “sand B” has, instead, the following characteristics: $d_{50} = 1.60$ mm, $\rho_s = 2560$ Kg/m³, $\phi = 41^\circ$ and porosity 0.43.

Four tests for each sand are here examined (Table 1), with an initial height H_0 in the reservoir varying from 0.20 m to 0.50 m. The reservoir length L is equal to 0.50 m for tests with sand A and 0.60 m for tests with sand B, so that the reservoir height-to-base aspect ratio $r = H_0/L$ is in the range 0.3-1.0.

TEST	Sand	H_0 [m]	L [m]	r [-]
A1	A	0.20	0.50	0.4
A2	A	0.30	0.50	0.6
A3	A	0.40	0.50	0.8
A4	A	0.50	0.50	1.0
B1	B	0.20	0.60	0.333
B2	B	0.30	0.60	0.5
B3	B	0.40	0.60	0.667
B4	B	0.50	0.60	0.833

Table 1. Characteristics of the performed tests.

Two computer-controlled cameras (resolution 1360x1024 pixels, acquisition frequency 30 fps) are positioned frontally and at the top of the channel, in order to record the evolution of the phenomenon during each test, in terms of flow depth profile along the channel and front position, respectively, evaluated in time through a specifically developed image analysis technique. No significant wall effects have been observed, confirming that the assumption of a 1D framework is acceptable.

3 EXPERIMENTS RESULTS AND DISCUSSION

In all tests, the column of sand gradually collapses sliding down along fracture planes. As also observed by other authors (e.g. *Gray & Hutter, 1997*), shock waves form. A surface wave propagates backward in the reservoir with the front stopping before reaching the upstream boundary, leaving a portion of mass that does not move. The downward propagating wave is similar to the one observed in a fluid dam break, but the fluid keeps flowing towards the flume outlet, whereas the sand avalanche stops by friction when reaching the bottom. When the slump comes to rest at the upward front, backward wave still propagates, in a way that the material below the shock is at or near rest, whilst the grains above the shock flow rapidly downslope, forming an avalanche of superficial layers (secondary movement). In the experiments the flow always forms a final deposit whose longitudinal extent is lower than the channel length.

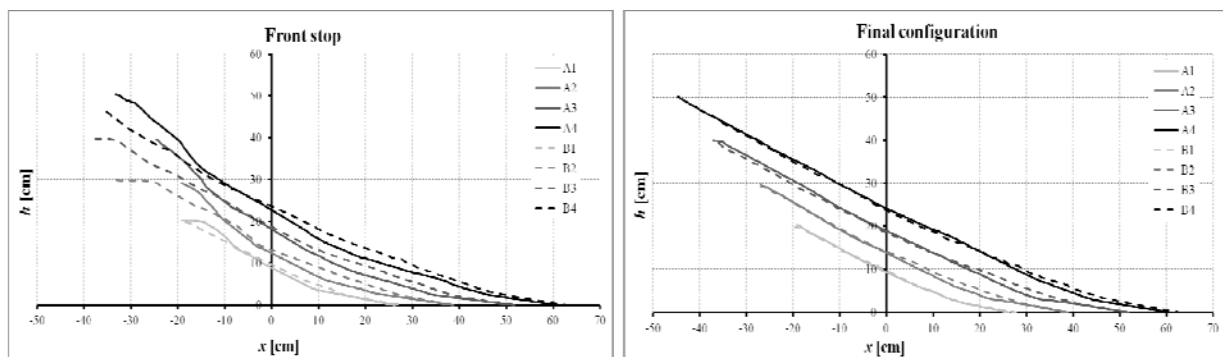


Figure 2. Comparison between profiles at times t_f (front stop) and t_f (final configuration), respectively, for the entire set of tests.

Figure 2 reports the comparison between the sand longitudinal profiles, respectively at the front stopping time t_f and at the final time t_f , for all the presented tests. It can be noticed that the difference between the two

profiles is more evident for sand A, for which the effects of the secondary movement are more important. In addition, the coarse sand front is sometimes slightly advanced respect to the fine one. The difference between curves corresponding to different sands at equal values of H_0 is bigger at front stopping time t_f , respect to the one observed at time t_i , when the two curves are almost coincident.

In Figure 3, instead, the time evolution of the front position x_f is plotted for each test. The front is in general more advanced for the coarse sand respect to the fine one for corresponding tests. The process is in general faster for sand B than for sand A, especially at the beginning of the process. At the end of the phenomenon the front position is in general almost the same for both sands.

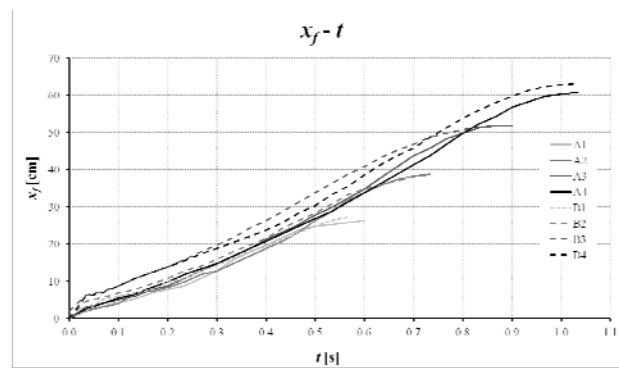


Figure 3. Time evolution of the front position x_f for all tests.

As also observed by *Roche et al.* (2008), three distinct stages can be observed during the collapse: in the first one, the flow is animated by a first constant value of the velocity, bigger than the second-phase one, again constant; in the third phase, instead, the granular flow decelerates until stopping. In addition, three different profile zones can be identified in the final configuration, differing from each other on the different values of the slope angle. Specifically, the slope values measured for the three zones starting from upstream are, respectively, in the ranges $28-32^\circ$, $22-26^\circ$ and $11-12^\circ$ for both sands. The average slope is in general lower than the internal friction angle of the material, being strongly affected by the dynamics of the process.

A dimensionless analysis proves, both at the front stopping time and at the end of the phenomenon, self-similarities of longitudinal profiles (better achieved for sand B) and, thus, the fluid-like behavior. The self-similarity is kept also in the comparison against the experimental results obtained by *Balmforth & Kerswell* (2005), despite the grain size differences between the two experiments.

Some numerical results are plotted in Figure 4 in comparison with the experimental results for sand A and B, specifically in terms of longitudinal profiles in the final configuration (at time t_f). The numerical simulations have been performed through the depth-integrated model proposed by *Greco et al.* (2012), considering here only the ones relative to the solid phase (*Di Cristo et al.*, 2010b). Details on the model, numerically integrated through the first-order multi-stage centered scheme GMUSTA (*Evangelista et al.*, 2013), can be found in *Evangelista et al.* (2014). Simulations have been run with a time step $\Delta t = 0.0001$ s and a grid size $\Delta x = 0.001$ m. Besides the sand physical parameters (ρ_s , d_{50} , ϕ and porosity), assigned as measured, it is necessary to fix as model parameter the Bagnold coefficient, chosen equal to 1.2 and 0.4, respectively, for sand A and B. The comparison shows a reasonable agreement between numerical and experimental results for each test.

Slight discrepancies between the two curves can be observed especially in the positions of the two fronts (upstream and downstream ones), although they are more evident for the downstream front. These differences are probably due to the dynamic effects of the process, which, as previously observed, modify the actual values of the friction angle ϕ . The model equations, instead, refer to the repose angle of the sand, considered constant for each material during the evolution of the phenomenon. In addition, the differences between the observed and the predicted data are more pronounced for sand A, as expected being the secondary movement, not properly taken into account in the numerical model, more important. Further developments can be implemented on the numerical model in order to account for these features and better reproducing the process evolution.

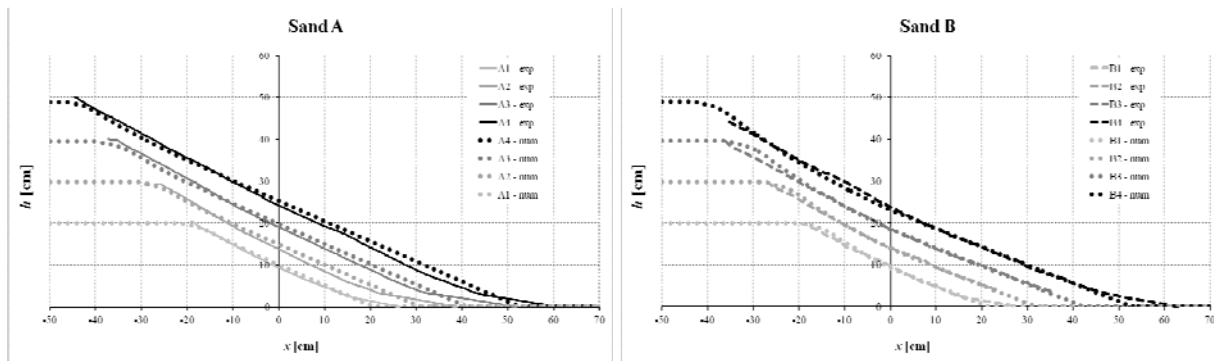


Figure 4. Comparison between experimental and numerical results in terms of longitudinal profiles at time t_i for tests A (Sand A) and tests B (Sand B).

4 CONCLUSIONS

In this work small-scale experimental results of dry granular flows produced by dam breaks have been presented. Results highlighted the existence of a secondary movement which affects the phenomenon evolution and is more evident for the finer sand. The longitudinal profile slope is on the average smaller than the sand internal friction angle for both materials, due to the dynamical effects characterizing the process. The coarser sand, for the same initial depth in the reservoir, shows a faster progress with time. A self-similarity of final longitudinal profiles is also observed.

The presented experimental results may constitute a useful dataset for the validation of numerical models of granular matter flows. In this context, a depth-averaged two-phase model, with reference to the only equations pertinent to the solid phase, has been adopted for numerical simulations of the experiments. Results show a reasonable agreement with the experimental evidence.

REFERENCES

- Bagnold, R.A. Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear, *Proc. Roy. Soc.*, 1954, 225, pp. 49-63.
- Balmforth, N.J. & Kerswell, R.R. Granular collapse in two dimension, *J. Fluid Mech.*, 2005, 538, pp. 399-428.
- Di Cristo, C., Leopardi, A. & Greco, M. Modeling dam break granular flow, *Proc. of Int. Conf. River Flow 2010*, Braunschweig, Germany, September 8-10, 2010a, 1, pp. 577-583.
- Di Cristo, C., Vacca, A. & de Marinis, G. Analytical solution of dam break wave in dry granular flows, *Proc. of the 1st European IAHR Congress*, Edinburgh (UK), 2010b.
- Evangelista, S., Altinakar, M., Di Cristo, C. & Leopardi, A. Simulation of dam-break waves on movable beds using a multi-stage centered scheme, *Int. Journal of Sediment Research*, 2013, 28(3), pp. 269-284.
- Evangelista, S., de Marinis, G., Di Cristo, C. & Leopardi, A. Dam-break dry granular flows: experimental and numerical analysis. *WSEAS Transactions on Environment and Development*, 2014, 10(41), pp. 382-392.
- Ghilardi, P., Pagliardi, M. & Biancardi, A. Flussi granulari innescati dalla rimozione rapida di una paratoia, *Proc. of Convegno Nazionale di Idraulica*, September, 2004, Trento, Italy.
- Gray, J.M.N.T. & Hutter, K. Pattern formation in granular avalanches, *Continuum Mech. Thermodyn.*, 1997, 9, pp. 341-345.
- Greco, M., Iervolino, M., Leopardi, A. & Vacca, A. A two-phase model for fast geomorphic shallow flows, *Int. Journal of Sediment Research*, 2012, 27(4), 2012, pp. 409-425.
- Hutter, K., Svendsen, B., Rickenmann, D. Debris flow modeling: A review, *Continuum Mech. Thermodyn.*, 1996, 8, pp. 1-35.
- Iverson, R. M. The physics of debris-flows, *Review of Geophysics*, 1997, 35(3), pp. 245-296.
- Kerswell, R.R. Dam break with coulomb friction: a model for granular slumping, *Phys. Fluids*, 2005, 17.
- Lajeunesse, E., Mangeney-Castelnau, A. & Vilotte, J.P. Spreading of a granular mass on a horizontal plane, *Phys. Fluids*, 2004, 16(7), pp. 2371-2381.
- Lube, G., Huppert, H.E., Sparks, R.S.J. & Freundt, A. Collapses of two dimensional granular columns, *Phys. Rev. E*, 2005, 72.
- Pouliquen, O. Scaling laws in granular flows down rough incline planes, *Phys. Fluids*, 1999, 11(3), pp. 542-548.
- Roche, O., Montserrat, S., Nino, Y. & Tamburrino, A. Experimental observations of water like behavior of fluidized, dam break granular flows and their relevance for the propagation of ash-rich pyroclastic flows, *J. of Geophys. Res.*, 2008, 113, pp. 1-15.
- Savage, S.B. & Hutter, K. The motion of a finite mass of granular material down a rough incline, *J. Fluid Mech.*, 1989, 199, pp. 177-215.

PROVE SPERIMENTALI SU UN FLUIDO IN REGIME DI MOTO VARIO, IN UN SISTEMA DI TUBI IN RAME.

Pierfabrizio Puntorieri¹, Giuseppe Barbaro², Vincenzo Fiamma³, Didia Isabel Cameira Covas⁴, Nuno Miguel Martins⁵

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Energia, Ambiente e Materiali dell' Università Mediterranea di Reggio Calabria;

(2) Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa (IST).

Aspetti chiave

- *Analisi del Water Hammer attraverso il confronto dei risultati ottenuti in laboratorio e i risultati numerici dovuti ai modelli matematici su tale fenomeno, in un sistema in pressione con tubi in rame.*
- *Studio del comportamento della portata, al variare: della tipologia di valvola, all'angolo di chiusura e alla velocità di chiusura della valvola.*
- *Studio dell'interazione tra liquido e materiale: la presenza di una depressione può provocare l'insorgenza del fenomeno della cavitazione all'interno della condotta (erosione materiale).*

1. PREMESSA

Questa memoria presenterà sommariamente i risultati ottenuti nel Laboratorio di Idraulica dell'IST (Istituto Tecnico di Lisbona), sul fenomeno del Water Hammer (colpo d'ariete) in un sistema in pressione di tubi in rame al variare della portata e dell'angolo di chiusura delle valvole di controllo. Il colpo d'ariete ha da sempre rivestito un forte interesse nel campo della fluidodinamica, per le svariate applicazioni e situazioni in cui esso si può presentare (settore industriale, reti idriche, centrali idroelettriche...) e per i possibili danni che esso può causare. Per queste ragioni diversi articoli e libri trattano tale fenomeno ed ancora adesso esiste un forte interesse per lo studio di modelli matematici che possano descrivere correttamente il fenomeno del colpo d'ariete.

2. DESCRIZIONE DELL' IMPIANTO PER LA SPERIMENTAZIONE

La strumentazione utilizzata per l'acquisizione dei dati, presente nel Laboratorio di Idraulica dell'IST (Istituto Tecnico di Lisbona) consta di: un tubo in rame della lunghezza di 16,75 m con diametro interno di 19 mm e spessore della parete di 1 mm; un serbatoio in pressione con capacità di 60 l e uno a pelo libero con capacità di 100 l; una pompa con portata nominale di 55 l/min; due trasduttori di pressione posizionati al punto (PT1) e (PT2). La quantità di portata è controllata attraverso una valvola a sfera e visualizzabile attraverso un rotametro. Fanno parte della strumentazione anche una valvola pneumatica e una check valve a monte della pompa Figura 1.

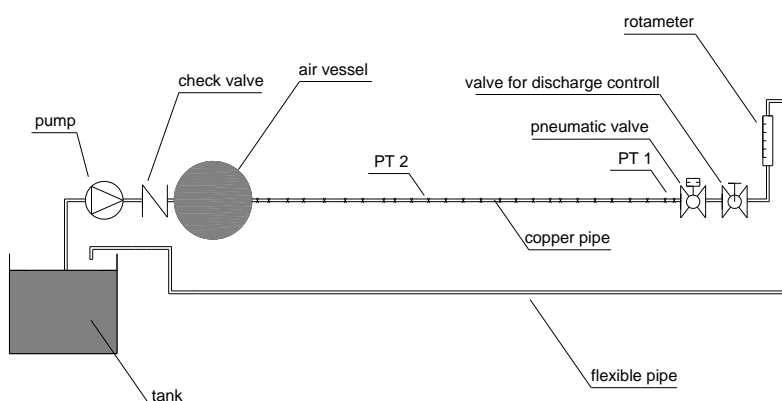


Figura 1. Schematizzazione dell'impianto per la sperimentazione.

Il segnale elettrico, prodotto dai trasduttori di pressione, viene acquisito ed elaborato da un sistema di apparecchiature di cui fanno parte: un oscilloscopio (PicoScope^{PM}), un trigger-synchronizer, la frequenza di acquisizione è di 3 KHz.

3. PROVE SPERIMENTALI: STUDIO DEL COMPORTAMENTO DELLA PORTATA AL VARIARE DELL'ANGOLO DI CHIUSURA DELLE VALVOLE MANUALI

Le valvole rivestono un ruolo fondamentale per il controllo della portata all'interno dei sistemi di tubatura. Esistono tre fattori che possono influenzare la variazione di pressione durante l'apertura e la chiusura di una valvola per il controllo della portata: la tipologia di valvola, l'angolo di chiusura e il tempo di chiusura. Senza dubbio, la causa primaria del Colpo d'Ariete in un circuito idraulico, è la rapida chiusura di una valvola, sia manuale che automatica. Una valvola che si chiude in 1.5 secondi o meno, a seconda della sua dimensione e della tipologia dell'impianto, provoca una brusca interruzione del flusso.

Il primo gruppo di esperimenti ha riguardato l'osservazione della variazione della portata al variare dell'angolo di chiusura attraverso una valvola di controllo sferica. Il valore minimo della portata, mostrato dal rotametro, è di 40 l/h. L'esperimento è stato ripetuto in tre condizioni differenti di portata, vincolata attraverso una seconda valvola sferica. Il primo test è stato eseguito con una portata di 500 l/h, il secondo test con la una portata di 400 l/h e il terzo con 300 l/h.

Le prove iniziano con una valvola totalmente aperta, successivamente, la valvola è chiusa manualmente e l'angolo viene fotografato.

Il comportamento del fluido resta invariato in tutti e tre i casi per un angolo di chiusura di 55°, dopo questa soglia, movimenti minori della valvola, causano brusche variazioni di pressione del fluido

Questo dimostra come l'interazione che si pone tra le valvole e il flusso in un sistema di tubazioni, è complesso e non lineare. Il comportamento del flusso, in funzione dell'angolo di apertura o il tipo di valvola, è descritto in (Lescovich, 1966).

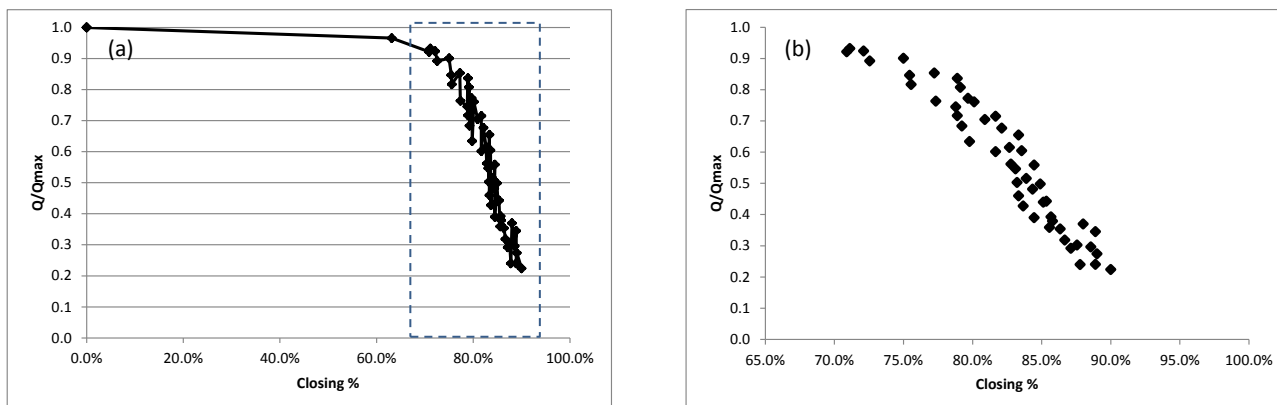


Figura 2. Variazione del comportamento della portata al variare dell'angolo di chiusura: portata adimensionale rispetto percentuale di chiusura della valvola.

4. PROVE SPERIMENTALI: STUDIO DEL FENOMENO DELLA CAVITAZIONE AL VARIARE DELLA PORTATA

Il fenomeno della cavitazione, consiste nella formazione di zone di vapore all'interno di un fluido che poi implodono. Questo accade a causa di un abbassamento locale di pressione, la quale raggiunge la tensione di vapore del liquido, il quale subisce così un cambiamento di fase a gas, formando bolle (cavità) contenenti vapore.

Il collasso delle bolle da cavitazione, può danneggiare pressoché qualunque materiale, scavandovi dei fori; se l'implosione avviene in prossimità di una parete solida, essa viene colpita da un microgetto liquido che erode il materiale costituente la parete, formando piccole cavità. In genere, la cavitazione è causa di attrito e turbolenza nel liquido; in dispositivi come pompe ed eliche provoca una notevole perdita di efficienza, emissione di rumore, vibrazioni e danneggiamento dei componenti.

Le prove che sono state effettuate, riguardano la brusca chiusura di una valvola pneumatica al variare della portata, il cui valore minimo, misurato con accuratezza dal rotametro è di 40 l/h, mentre il valore massimo è di 1000 l/h. Di seguito, verranno illustrati due casi significativi (Figura 3) che mostrano come la variazione di portata possa influenzare la generazione del fenomeno di cavitazione, ricordando che il tutto è stato effettuato in tubi in rame (materiale sensibile alla corrosione che scaturisce dal fenomeno di cavitazione).

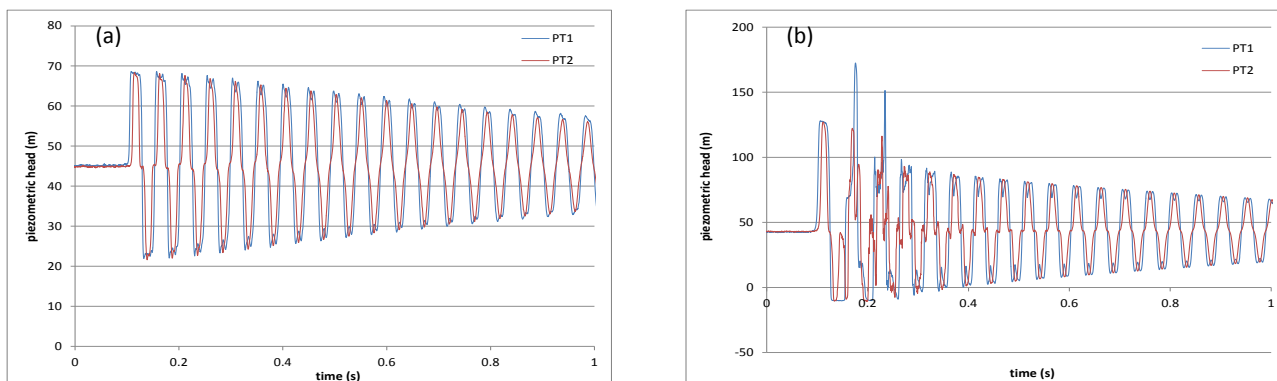


Figura 3. (a) Altezza piezometrica in funzione del tempo con portata 200 l/h; (b) altezza piezometrica in funzione del tempo con portata 800 l/h.

I due casi riportati in figura, sono stati scelti per mostrare quanto, al variare della portata possa variare il regime delle pressioni e generare così il fenomeno della cavitazione. Nel primo caso, figura 3 (a) con portata di 200 l/h, si può notare come all'istante $t=0,2$ s nelle due curve, che rappresentano due misurazioni in punti diversi sono quasi piatte nel passaggio dallo stato stazionario al transitorio; mentre nel secondo caso, figura 3 (b) con una portata di 800 l/h, si generano due picchi che rappresentano graficamente il sorgere del fenomeno di cavitazione.

Si è notato, che il brusco abbassamento della pressione e quindi la generazione di vapore (cavitazione) avviene solo per portate maggiori di 500 l/h. La curva del colore blu, nel fenomeno della cavitazione, ha valori di carico piezometrico più alti, perché è dato dal trasduttore di pressione più vicino alla valvola pneumatica. Tutte le prove sono state eseguite con accuratezza, confrontando l'entità dei valori mostrati dal rotametro, con misurazioni manuali.

BIBLIOGRAFIA

- Brunone, B., Karney, B., Mercarelli, M., Ferrante, M. (2000). "Velocity Profiles and Unsteady Pipe Friction in Transient Flow.". *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 126(4), 236-244.
- Brunone, B., Ph. D., M.ASCE; and Alessandro Berni, Ph.D.(2010). "Wall shear Stress in Transint Turbulent Pipe Flow by Local Velocity Measurement". *Journal of hydraulic Engineereng*, ASCE.
- Moisés, B., Pedro, S., Ferreira, R. M., & Covas, D. I. (2014). PIV characterization of transient flow pipe coils. *ScienceDirect*, 8.
- Bruce, S., & David, S. (1995). *Water Hammer: Practical Solutions*. London: Butterworth-Heinemann.
- Lescovich, J. E. (1966). *The Control Of Water Hammer by Automatic Valves*. USAJ: jour.AWWA.

UNA CARATTERIZZAZIONE SPERIMENTALE DEL CAMPO DI MOTO LUNGO UNA SOGLIA SFIORANTE MEDIANTE LA TECNICA PIV

Francesco Granata¹, Rudy Gargano¹, Simone Santopietro¹ & Giovanni de Marinis¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, via G. Di Biasio 43, 03043 Cassino (FR)

ASPETTI CHIAVE

- È stato condotto uno studio sperimentale del campo di moto lungo una soglia sfiorante, in canale circolare e corrente supercritica, con l'ausilio della tecnica PIV
- I profili di corrente sono rappresentati da curve dapprima concave, poi convesse, mentre i profili delle velocità longitudinali sono descritti efficacemente da un approccio entropico
- L'efflusso laterale varia significativamente lungo la soglia, così come il coefficiente d'efflusso locale. Le variazioni di carico totale e di potenza della corrente sono maggiori nella prima parte della soglia

1 INTRODUZIONE

Gli sfioratori laterali sono utilizzati da lungo tempo nei sistemi di drenaggio urbano, nelle reti irrigue e nelle opere di difesa dalle piene per la loro capacità di scolmare portate elevate. Lo studio del moto lungo uno sfioratore laterale, a seconda delle caratteristiche geometriche e idrauliche del manufatto, viene solitamente condotto mediante un approccio basato sulla conservazione dell'energia (De Marchi, 1934; Hager, 1994) o della quantità di moto (Yen & Wenzel, 1970; El-Khashab & Smith, 1976). Numerosi altri contributi di carattere teorico e sperimentali sono stati forniti alla tematica nel corso degli anni da vari ricercatori (e.g. Sassoli, 1963; Uyumaz & Muslu, 1985; Buffoni et al., 1986; Biggiero et al., 1994; Swamee et al., 1994; Gisonni & Hager, 1997; Del Giudice & Hager, 1999; Muslu et al., 2004; Durga Rao & Pillai, 2008; Castro-Ortiz & Hager, 2012; Vatankhah, 2013). Di recente, un nuovo approccio teorico-sperimentale basato sulla variazione della potenza della corrente lungo la soglia sfiorante è stato proposto da Granata et al. (2013). Tutte le teorie proposte finora presentano delle limitazioni nel descrivere i diversi aspetti del campo di moto, in particolare laddove l'altezza della soglia sia significativamente inferiore al tirante idrico della corrente in arrivo. Ciascuna di esse potrebbe essere migliorata attraverso un'accurata caratterizzazione del moto lungo la soglia.

In questa memoria sono riportati alcuni risultati di uno studio sperimentale del campo di moto in un canale circolare munito di soglia sfiorante. Lo studio è stato condotto mediante la tecnica PIV, abbinata ad un'altra tecnica di elaborazione delle immagini per il rilievo del profilo della superficie libera. A causa delle limitazioni della tecnologia a disposizione, in questa ricerca sono state misurate solo le componenti della velocità in piani paralleli all'asse del canale. Tuttavia, queste misure risultano sufficienti al perseguimento degli obiettivi prefissati.

2 PROVE SPERIMENTALI

Le prove sperimentali sono state condotte presso il Laboratorio di Ingegneria delle Acque dell'Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale.

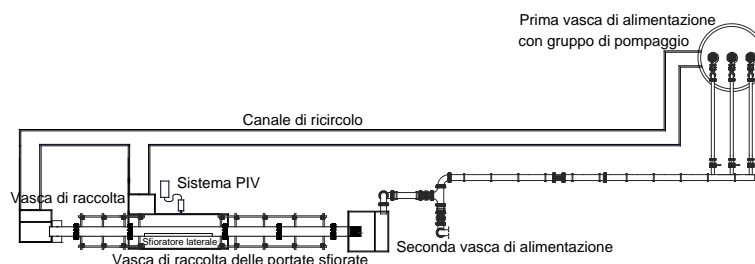


Figura 1. Schema dell'apparato sperimentale

L'installazione sperimentale (Figura 1) è costituita da un canale circolare in plexiglass, munito di soglia sfiorante e alimentato da un sistema di ricircolo che include due vasche di alimentazione, una vasca di raccolta delle portate sfiorate lateralmente e una vasca di raccolta delle portate di valle. Le prove sono state condotte su due differenti lunghezze di soglia, $L = 0.8$ m e $L = 1.0$ m, mentre per ciascuna lunghezza sono state indagate quattro differenti altezze di soglia: $w = 50, 60, 70$ e 80 mm. La portata in ingresso, misurata mediante un misuratore elettromagnetico, è stata variata tra 26 l/s e 48 l/s. Nelle prove sperimentali il numero di Froude F_o della corrente in arrivo è variato da circa 1.1 a circa 1.6 : la sperimentazione si è focalizzata sulle correnti debolmente supercritiche.

I tiranti idrici sono stati valutati mediante una tecnica di elaborazione delle immagini, mentre il campo di velocità istantaneo in una serie di piani verticali è stato misurato mediante un sistema PIV che include un'unità laser Nd:YAG a doppio impulso, una camera CCD, un sincronizzatore LaserPulseTM 610035 e delle ottiche che consentono di trasformare il raggio emesso dalla sorgente laser in un piano che illumina la zona del campo di moto in cui si eseguono le misure. Il sistema è controllato mediante il software INSIGHTTM 3G, che consente anche il processamento dei dati, i quali tuttavia devono essere ulteriormente elaborati per valutare i valori medi delle caratteristiche del campo di moto che interessano in questa ricerca, ossia la componente assiale della velocità V , la portata Q , il carico totale E , la potenza P e il coefficiente d'efflusso C_e . Per tale scopo è stato sviluppato uno specifico codice Matlab.

3 PRINCIPALI RISULTATI

I profili del pelo libero sono stati ottenuti mediante una tecnica di *edge detection*. In condizioni supercritiche il profilo di corrente appare come una curva decrescente, concava nella parte iniziale e successivamente convessa. Nelle configurazioni indagate, il punto di flesso è stato osservato in una posizione compresa tra il 30% e il 60% della lunghezza della soglia L , mentre il tirante idrico h_d al termine della soglia varia tra il 50% e il 70% del tirante iniziale h_o , a seconda della portata in ingresso e dell'altezza della soglia stessa. Come atteso, le maggiori riduzioni di tirante sono state osservate in corrispondenza delle portate più elevate e delle minori altezze di soglia. Indicando con Z il rapporto $(h-h_d)/(h_o-h_d)$, si è notato che i tiranti sperimentali sono ben approssimati dall'equazione:

$$Z = X^3 - X^2 - X + 1 \quad (1)$$

in cui X indica l'ascissa adimensionale x/L . I tiranti h_o e h_d possono essere agevolmente stimati quando siano note la portata che arriva e quella che oltrepassa lo sfioratore (Hager, 2010).

Successivamente è stata testata l'efficacia di un approccio entropico nel rappresentare i profili delle velocità assiali. Sulla base della teoria dell'entropia di Shannon (1948), alcuni ricercatori (Chiu, 1989; Xia, 1997) hanno stabilito che la velocità media in una sezione trasversale può essere stimato dal massimo valore misurato u_{\max} mediante una relazione lineare basata sul cosiddetto parametro entropico M .

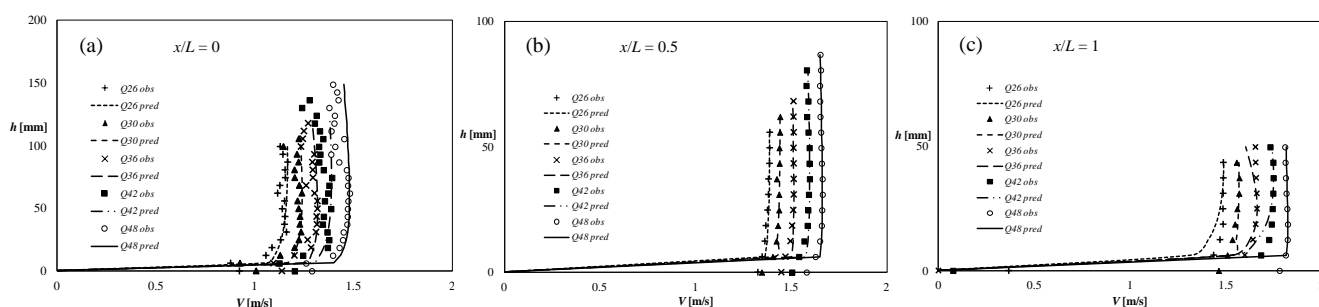


Figura 2. Profili delle velocità assiali nelle sezioni: (a) $x/L = 0$, (b) $x/L = 0.5$, (c) $x/L = 1$

Una funzione che consente di descrivere il profilo di velocità è stata sviluppata da Moramarco et al. (2004) sulla base del principio di massima entropia:

$$u(y) = \frac{u_{\max}}{M} \ln \left[1 + (e^M - 1) \frac{y}{D - h_v} e^{\left(1 - \frac{y}{D - h_v}\right)} \right] \quad (2)$$

in cui D è il diametro della condotta, h_v è la profondità corrispondente alla velocità massima e y è la generica profondità. La Figura 2 mostra i profili di velocità teorici e sperimentali per tre diverse sezioni trasversali poste a $x = 0$, $x = L/2$, $x = L$, con riferimento al piano verticale assiale. Il parametro entropico M è stato valutato in ciascuna sezione trasversale, riferendosi all'effettiva portata nella sezione. L'equazione (2) fornisce risultati in buon accordo con l'evidenza sperimentale (Figura 2), dimostrando la validità dell'approccio entropico in una corrente che attraversa un canale munito di soglia sfiorante. L'approssimazione risulta meno efficace nella sezione iniziale, in particolare in prossimità della superficie libera. Le discrepanze osservate in prossimità del fondo dipendono dalla griglia di misura adottata.

La misura delle componenti assiali della velocità ha consentito di stimare la portata locale lungo la soglia e di conseguenza anche l'efflusso laterale q_s tra due generiche sezioni successive distanti Δs .

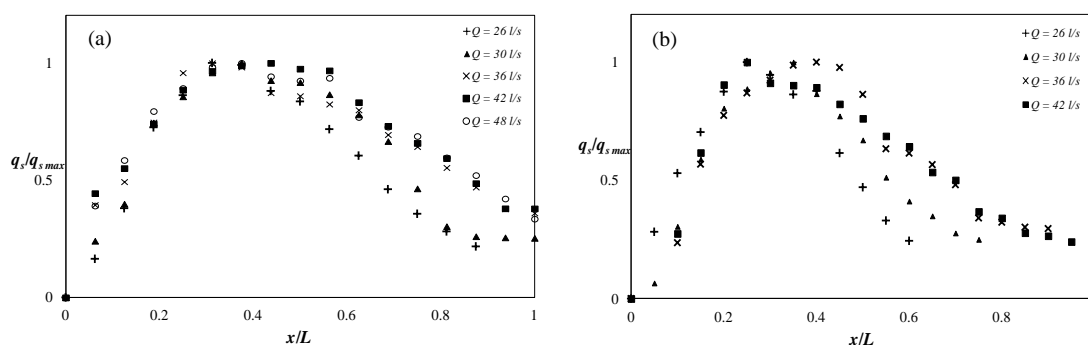


Figura 3. Efflusso laterale adimensionale nel caso di: (a) $L = 800$ mm, $w = 50$ mm, (b) $L = 1000$ mm, $w = 70$ mm

La Figura 3 mostra alcuni tipici risultati relativi all'efflusso normalizzato $q_s/q_{s,max}$ in funzione dell'ascissa adimensionale x/L . L'efflusso di picco generalmente si verifica per $0.3 < x/L < 0.5$. Inoltre, per $x/L < 0.4$ si è già verificato l'efflusso di oltre il 50% della portata complessivamente sfiorata. Si può dimostrare che i punti sperimentali sono ben interpolati da un'equazione del tipo:

$$\frac{q_s}{q_{s,max}} = a \frac{\exp\left(-0.5\left(\frac{\ln(x/x_o)}{b}\right)^2\right)}{x} \quad (3)$$

in cui a , b e x_o sono parametri dipendenti dalla specifica configurazione geometrica, oltre che dalla portata in ingresso. Allo stato attuale delle conoscenze non è possibile definire una relazione di validità generale tra i parametri dell'equazione (3) e le variabili geometriche e idrauliche del problema. Pertanto l'equazione (3) intende fornire solo un andamento qualitativo della variazione di portata lungo la soglia. Successivamente, lo studio si è soffermato sul coefficiente d'efflusso C_e . Benché la pratica tecnica tenda ad assumerlo costante in riferimento a uno specifico problema, durante l'indagine è stata riscontrata una variabilità del coefficiente di efflusso sia lungo la soglia, sia al variare delle caratteristiche geometriche e della portata in arrivo. In particolare, C_e tende ad aumentare significativamente da monte verso valle. Inoltre, per una data portata in arrivo, C_e aumenta al crescere del rapporto L/w . In ogni caso il coefficiente d'efflusso locale può assumere valori molto più elevati di quelli comunemente adottati nella pratica tecnica (che risultano dell'ordine di $0.4 \div 0.5$) perché tiene conto degli effetti locali della velocità e dell'inclinazione del getto effluente.

Infine, sono state indagate le variazioni del carico totale E oltre che della potenza della corrente P lungo la soglia. Nelle configurazioni esaminate si è osservata una riduzione del carico totale variabile tra il 10% e il 25% del valore iniziale. La maggior parte della variazione del carico si verifica per $0.2 < x/L < 0.7$. Per quanto concerne la variazione della potenza, essa segue una legge non lineare e si verifica in prevalenza nella parte iniziale della soglia sfiorante. Comunque, come mostrato da *Granata et al.* (2013), l'approssimazione

di linearità nella variazione della potenza conduce ugualmente a buoni risultati nella previsione del profilo di corrente e della portata sfiorata, qualora lo studio del funzionamento dello sfioratore venga condotto mediante l'approccio basato sull'analisi della variazione della potenza stessa.

4 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Uno studio sperimentale del campo di moto in un canale circolare munito di soglia sfiorante è stato condotto presso il Laboratorio di Ingegneria delle Acque dell'Università di Cassino e del Lazio Meridionale, con l'ausilio della tecnica PIV. L'indagine ha interessato in particolare il profilo del pelo libero, il campo delle velocità longitudinali, l'efflusso laterale, il carico totale e la potenza della corrente. Una conoscenza dettagliata delle principali caratteristiche del campo di moto consente di migliorare l'accuratezza dei calcoli di progetto o di verifica di uno sfioratore laterale, qualunque sia l'approccio adottato allo scopo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Biggiero, V., Longobardi, D., Pianese, D. Indagine sperimentale su sfioratori laterali a soglia bassa, *Giornale del Genio Civile*, 1994, 841, 183-199.
- Buffoni, E., Sassoli, F., Viti, C., Ricerca sperimentale sugli sfioratori bilaterali in canali a sezione circolare, *Atti del XX Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Padova, 679-688, 1986.
- Castro-Organ, O., Hager W.H., Subcritical Side-Weir Flow at High Lateral Discharge, *Journal of Hydraulic Engineering*, 2012, 138(9), 777-787.
- Chiu, C.L. Velocity distribution in open channel flow, *Journal of Hydraulic Engineering*, 1989, 115(5), 576-594.
- De Marchi, G. Saggio di teoria del funzionamento degli stramazzi laterali, *L'Energia Elettrica*, 1934, XI (11), 849-860.
- Del Giudice, G., Hager, W.H. Sewer side weir with throttling pipe, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 1999, 125, 298-306.
- Durga Rao, K. H. V., Pillai, C. R. S. Study of flow over side weirs under supercritical conditions, *Water Resource Management*, 2008, 22, 131-143.
- El Kashab, A., Smith K.V.H. Experimental investigation of flow over side weirs, *Journal of the Hydraulic Division, Proc. ASCE*, 1976, 102 (9), 1255-1268.
- Gissoni, C., Hager, W. H. Short Sewer Sideweer, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 1997, 123(5), 354-363.
- Granata, F., de Marinis, G., Gargano, R., Tricarico, C. Novel approach for side weirs in supercritical flow, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 2013 139(8), 672-679.
- Hager, W.H. Supercritical flow in circular-shaped side weir, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 1994, 120 (1), 1-12.
- Moramarcio, T., Saltalippi, C., Singh, V. Estimation of Mean Velocity in Natural Channels Based on Chiu's Velocity Distribution Equation, *Journal of Hydrologic Engineering*, 2004, 9(1), 42-50.
- Muslu, Y., Yüksel, E., Tozlu, Transition effects in flow over side weir, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 2004, 130(1), 92-95.
- Shannon, C. E. A Mathematical Theory of Communication, *The Bell System Technical Journal*, 1948, 27, 379-423, 623-656.
- Swamee, P. K., Pathak, S. K., Mohan, M., Agarwal, S. K., Ali, M. S., Subcritical flow over a rectangular side weir, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 1994, 120(1), 212-217.
- Uyumaz, A., Muslu Y. Flow over side weirs in circular channels, *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, 1985, 111(1), 144-160.
- Vatankhah, A. Water Surface Profiles along a Rectangular Side Weir in a U-Shaped Channel (Analytical Findings), *Journal of Hydrologic Engineering*, 2013, 18(5), 595-602.
- Xia, R., Relation between Mean and Maximum Velocities in a Natural River, *Journal of Hydraulic Engineering*, 1997, 123(8), 720-723.
- Yen, B.C., Wenzel, H.G. Dynamic Equations for steady Spatially Varied Flow, *Journal of the Hydraulic Division, ASCE*, 1970, 801-814.

FLUID DYNAMIC AND STRUCTURAL CO-SIMULATION FOR AN ENERGY HARVESTING DEVICE

Simone Mandelli¹, Stefano Malavasi¹

(1) Department of Civil and Environmental Engineering, Polytechnic of Milan

KEY POINTS

- Experimental and numerical analysis on vortex induced vibration of an oscillating sphere
- Fluid structural co-simulation analysis is performed
- Energy harnessing from the oscillating sphere

1 INTRODUCTION

This work deals with the investigation of a beam-supported sphere subjected to vortex induced vibration for energy harnessing purpose. Numerical and experimental analysis of the motion of a beam-supported sphere immersed in a steady free surface flow with a fluid-structure co-simulation is performed. The use of computational and experimental methods in fluid dynamics is very useful to enlarge the analysis on complex phenomenon; moreover Fluid-Structure Interaction (FSI) is a challenging topic of engineering research, because of the complexity of the underlying physics and the wide range of parameters (both fluid-side and structure-side) which can play a role in the different phenomena. Experimental tests are performed in the Hydraulic Laboratory of Politecnico di Milano while Co-simulations are performed using the commercial CFD code STAR-CCM+ coupled with the structural solver Abaqus. The complexity of the phenomenon (unsteady and characterized by three dimensional flow structures) needs advanced numerical methods to investigate the influence of the vortex shedding process on the dynamic response of the bluff body. The interest in this system is enhanced by the fact that, in literature, there is a large number of basic studies on oscillating cylinders (Bearman, 1989; Williamson, 2004) and a small amount of papers regarding three-dimensional structures such as tethered spheres (Govhardan, 2005; Hout, 2010; Lee, 2013), while just a few recent works were dedicated to beam-supported spheres (Mirauda, 2011; Mirauda, 2013). Furthermore, to the Authors' knowledge, no literature data are available on the numerical simulations of VIV of a beam-supported sphere, where a deformable structure is involved. On the contrary, there are still few works on numerical simulation on tethered sphere (Costantinescu, 2004; Lee, 2013).

In recent years some authors (Bernitsas et al, 2009) tried to use vortex induced vibration as an energy harnessing source. The interest in this phenomenon is gradually changed from damage prevention to exploit it for energy harnessing. After the numerical and experimental analysis of the behavior under different condition of the system, a new configuration for energy harnessing purpose is proposed and tested. A rectangular beam section instead the circular is used. A linear generator is inserted inside the sphere and the power efficiency is measured trough experimental test.

The work has been approached in a gradual fashion: First, experimental test in hydraulic channel are performed on a circular beam supported sphere, then step-by-step dynamic implicit analyses were performed on the structural model, considering free decay oscillations of the system in air. Calibration of parameters was achieved through comparison with experimental data (frequencies and damping ratios) provided by experimental tests (Ardito et al., 2014). Then the Co-Simulation was set up, the case of free decay oscillations of the beam supported sphere in still water was developed, in order to check the accuracy of the simulation and stability matters related to different coupling algorithms. The computational effort was considered also. Finally, co-simulation analyses of the sphere, immersed in a uniform free surface flow, under VIV are performed. At the end, the proposed configuration for energy harnessing is tested in the hydraulic channel.

2 EXPERIMENTAL AND NUMERICAL SET UP

Experiments have been performed in a non-tilted plexiglas open water channel with rectangular cross section, 0.6 m height, 0.5 m width and 5.0 m length at the Hydraulic Laboratory of Politecnico di Milano. It was used a PVC sphere with a diameter $D=0.06\text{m}$ and a mass $m=0.152\text{kg}$. The sphere was beam supported by a stainless steel circular (and rectangular) rod 0.70m long (the length is calculated from the center of the sphere) and with a section of $d=0.003\text{m}$ (0.00125×0.0025 for the rectangular rod) in the first experimental campaign. The rod is wedged at the top. The fluid-dynamic conditions were characterized by a mean flow velocity between $U=0.2\text{--}0.5\text{m/s}$, a water depth $h=0.45\text{m}$ and a turbulent intensity $Tu=10\%$. In the experimental campaign the movements of the sphere have been measured using the image analysis of CCD (Charge Coupled Device) acquisitions, able to provide the 2D (stream wise and transverse) displacements of the sphere. In Fig. 1 is reported a schematic view of the main dimensions implemented in the numerical simulations.

The structural model is referred to the rod and the sphere and was solved with the Finite Element Method implemented in Abaqus. For what concerns boundary conditions, the upper end of the rod is fixed. The sphere is considered as a rigid body and all inertial properties of the whole body are attributed to the centre of the sphere. Nonlinear analyses are required in order to represent correctly the dynamic response of the structure. Implicit step-by-step dynamic analyses of free decay oscillations of the structure (in air) were first performed to calibrate structural damping. Structural damping was introduced into the model through two linear dashpots (in the two horizontal directions) applied to the reference point of the sphere. The value of the damping parameter was calibrated through a linear interpolation of experimental data (the structural damping ratio is $\zeta = 0.012$, corresponding to a damping coefficient of $c = 2.9 \cdot 10^{-2} \text{ kg/s}$), according to the hypothesis that fluid damping of the system in air is negligible. The computational domain has the same width of the cross section of the experimental one (50 cm). It presents an inlet velocity with uniform velocity boundary condition and a pressure outlet. Other boundaries are walls, as in the hydraulic experimental channel. The sphere is located 25D downstream the inlet and 4D height from the bottom of the channel. The channel length was reduced to 3.5 m in order to decrease the computational cost. The level of the free surface is equal to 45 cm. We note that for these simulations the supporting rod is not modeled in the fluid domain: thanks to its small diameter, we assume it has a negligible influence on the flow field and on the free surface.

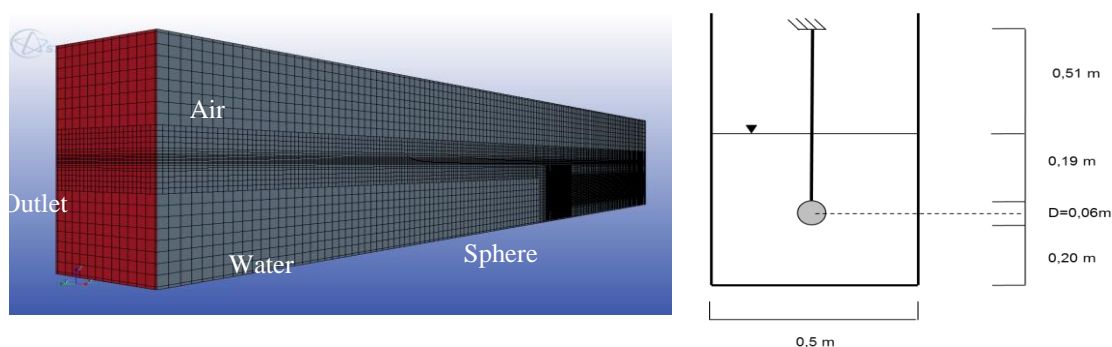


Figure 1. Main dimension of the experimental tests and view of the numerical domain

Morphing module is used to introduce mesh deformation according to the displacement of the sphere. This model has been tested through steady simulation in order to achieve a good reproduction of the main features of the flow field. Moreover, the case of the tethered sphere has been studied (Quadri, 2011). This model was almost able to reproduce the behavior of the experimental test on the tethered sphere, in particular of the transverse displacement and the trajectories of the bluff body. A general outline of the resolution scheme of a Co-Simulation time increment can be summarized as follows. After the solution of the fluid model for the current time step has been obtained, the stresses (pressure and shear stresses) of the fluid on

the interface are transferred to the structural software (with interpolation and integration of the data in order to pass from the faces of the cells of the fluid mesh to the nodes of the structural mesh). The structural response to the fluid forces is calculated by the structural solver. Then the displacements of the structure are returned back to the fluid model, where the interaction surface is moved to its new position and the surrounding mesh is deformed accordingly. Then the fluid field is solved with the new boundary condition, and so on. It is possible to decide the frequency of data exchange and the relative time-step in the two models. In this work an implicit coupling with 2 iteration per step and a co-simulation time-step of 0.0025 is adopted.

3 RESULTS AND DISCUSSION

The free decay oscillations in still water are useful to check and calculate natural frequency (f_N) and damping ratios. Experimental test and numerical benchmark are performed. The results are summarized in Tab. 1 in terms of damping ratio.

	Experimental	Numerical
ζ	2.31 %	2.73%

Table 1. Damping ratio in still water

Figure 8 shows the time history of the sphere displacements in cross-flow direction and its discrete Fourier transform for the Co-Simulation in still water versus experimental data. The fluid-dynamic damping and frequency response are very well predicted by the model.

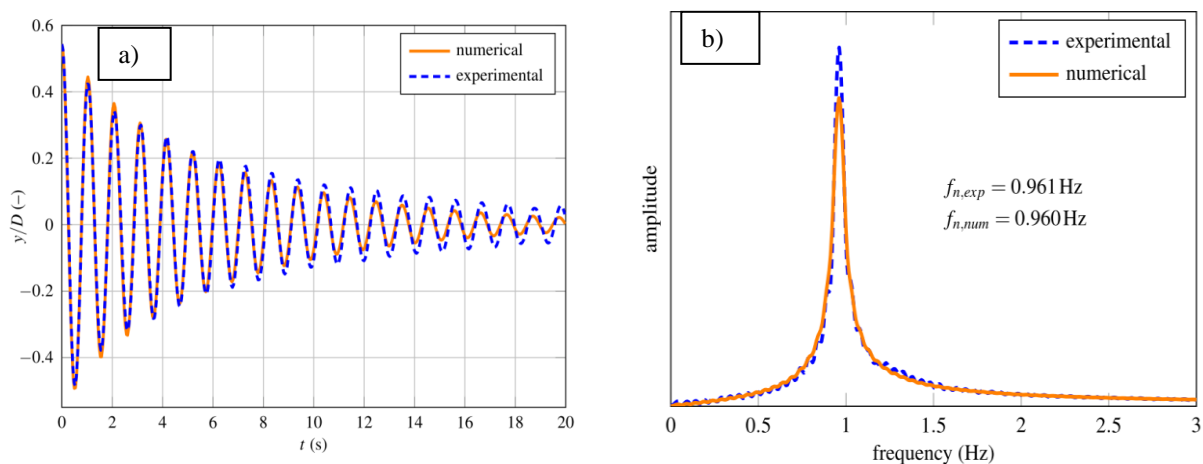


Figure 2. Free decay test in water. Benchmark between experimental and numerical a) displacement and b) power spectral density

Amplitude and frequency response are investigate for the circular and rectangular rod over the range $3 < U^* < 10$, where U^* is the reduced velocity ($U^* = \frac{U}{Df_s}$). Two vibration mode are identified as in the tethered sphere case. Three experimental conditions in the synchronization range are performed through co-simulation. The simulation are performed at $U^*=5.9$, 8.5 and $U^*=9.6$. Even if the number of point must be increased, the behavior of the results seems qualitatively correct. Fig.3a shows the results in terms of dimensionless amplitude of oscillation and frequency response for the case of the circular rod. We note that the comparison between our experimental and numerical solutions gave good results in term of transverse and stream wise displacements. Even if the transversal displacements is a little underestimated.

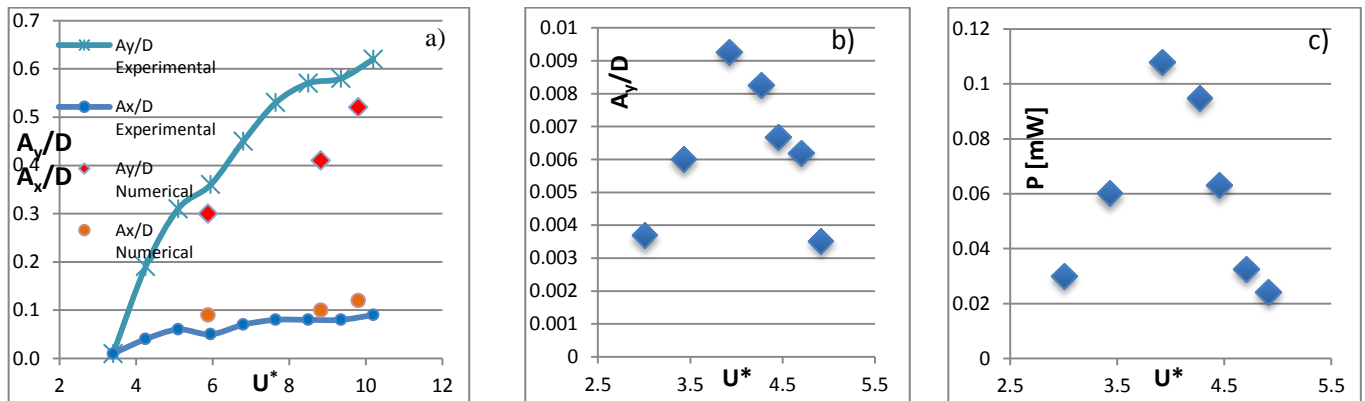


Figure 3. a) Dimensionless amplitude of oscillation in $-x$ and $-y$ direction for the circular beam-supported sphere. b) Dimensionless amplitude of oscillation in the case of the rectangular beam supported sphere. c) Power production in the case of the rectangular circular beam-supported sphere

Fig.3b e 3c shows the results over the range of $2.5 < U^* < 5$ in terms of oscillation amplitude and of power generation. In this case, instead of the circular, a rectangular rod is used in order to constrain the streamwise direction and allow only the transversal displacement. This configuration allowed the generation of energy by using a linear generator inside the sphere. The system set-up is designed in order to vibrate at the resonance frequency of the linear generator. For this reason, the stiffness is higher than in the previous case and the oscillation amplitude is smaller.

4 CONCLUSION

Based on numerical and experimental result the following conclusion could be made:

- 1) Oscillations amplitudes trend over the U^* range investigated are similar to the tethered sphere case. Two oscillation mode are identified at $U^* = 5.5$ and $U^* = 9$.
- 2) Numerical benchmark with FSI co-simulation gave good results in terms of displacement and frequency response. Turbulence and velocity profile should be better investigated in the numerical model to check the accuracy.
- 3) A set-up for energy harnessing purpose is tested. The device is able to harness energy. Generator should be optimized in order to increase power production and efficiency.

REFERENCES

- Ardito, R., Novarina, D., Mandelli, S., Perotti, F., Malavasi, S. Fluid structure interaction and co-simulation: analysis of the beam supported sphere for VIV application, PVP2014 Pressure Vessel and Piping Conference, San Francisco, California, 2014.
- Bearman, P. W., 1984. Vortex Shedding from Oscillating Bluff Bodies, *Annual Review of Fluid Mechanics*, 16(1), pp. 195–222.
- Constantinescu, G., Squires, S., Numerical investigations of flow over a sphere in the subcritical and supercritical regimes, *Phys. Fluids*, Vol. 16, No. 5, 2004.
- Govardhan, R., Williamson, C.H.K., Vortex induced vibrations of a tethered sphere, *J. Fluid Mech.* 531, 11–47, 2005.
- Hout, V. R., Krakovich, A., Gottlieb, O., Time resolved measurement of vortex-induced vibrations of a tethered sphere in uniform flow, *Physics of Fluids*, 22, 087101, 2010.
- Lee, H., Hourigan, K., and Thompson, M. C., Vortex-Induced Vibration of a Neutrally Buoyant Tethered Sphere, *Journal of Fluid Mechanics*, 719, pp. 97–128, 2013.
- Miranda, D., Volpe Plantamura, A., Malavasi, S., Boundaries effects on the movements of a sphere immersed in a free surface flow, *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering* (DOI: 10.1115/1.4003276), 2011.
- Miranda, D., Volpe Plantamura, A., and Malavasi, S., Dynamic Response of a Sphere Immersed in a Shallow Water Flow, *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, 136(2), 2014.
- Quadri, R., Ezquerro Larrode, F., Negri, M., and Malavasi, S., Numerical Modeling of the Trajectory of a Tethered Sphere Immersed in a Free Surface Flow, *Blubof2011 IUTAM Symposium on Bluff Body Flows*, IIT Kampur, India. 392, 2011.
- Williamson, C. H. K., and Govardhan, R., Vortex-Induced Vibrations, *Annual Review of Fluid Mechanics*, 36, pp. 413–455, 2004

MODELLAZIONE DELLE AZIONI IDRODINAMICHE SU PARATOIE PIANE

Maria Vittoria Mastronardi ¹, Alessandro Pagano ², Umberto Fratino ², Stefano Malavasi ¹, Floriana Maria Renna ³

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano; (2) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica, Politecnico di Bari; (3) ATB Riva Calzoni, Roncadelle (BS)

ASPETTI CHIAVE:

- Le paratoie piane a presidio di scarichi di fondo, sono dispositivi idraulici di importanza cruciale per garantire l'operatività di dighe in condizioni di emergenza.
- Appare necessario caratterizzarne le condizioni di funzionamento al variare delle caratteristiche geometriche e condizioni operative, con particolare riguardo alle azioni idrodinamiche di *downpull*.
- I modelli CFD possono supportare la progettazione al fine di ottimizzare la progettazione nell'ampio range di configurazioni operative a cui sono solitamente sottoposte.

1 INTRODUZIONE

Le paratoie rivestono un ruolo fondamentale nel garantire l'operatività di scarichi di fondo, in particolare in condizioni di emergenza. Nonostante la diffusa presenza di questi dispositivi, in letteratura risulta attualmente disponibile un numero limitato di analisi sperimentali, teoriche o numeriche in grado di descrivere le principali caratteristiche del flusso, soprattutto se tali dispositivi lavorano con carichi idraulici elevati. Gli studi finora condotti sono stati principalmente volti alla caratterizzazione dei campi di pressione e velocità, alla stima di coefficienti semplici connessi all'idrodinamica del flusso e all'analisi dei profili di moto. Un certo interesse è stato mostrato anche per la stima delle forze idrodinamiche che agiscono sul dispositivo (*downpull/uplift*), necessaria per la scelta degli organi meccanici e l'individuazione di configurazioni geometriche e operative ottimali.

Il presente lavoro si inserisce nell'ambito di un'attività di ricerca attualmente in corso, finanziata da ATB Riva Calzoni S.p.A., e basata sulla collaborazione scientifica tra il Politecnico di Bari (DICATECh) e il Politecnico di Milano (DICA). Tale studio mira ad aggiornare e ampliare lo stato delle conoscenze relative al comportamento di paratoie piane a presidio di scarichi di fondo, con particolare attenzione al ruolo che rivestono i principali parametri geometrici di progetto e le specifiche condizioni operative. In particolare, si intende caratterizzare le azioni idrodinamiche cui il dispositivo è soggetto in differenti configurazioni di moto. A tal fine è stata effettuata un'attività preliminare di modellazione numerica, particolarmente focalizzata alla stima delle azioni di *downpull*, da supportare in una seconda fase, con la realizzazione di un modello di laboratorio.

2 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Il lavoro di Naudascher (1991) rappresenta tutt'ora il riferimento più completo e dettagliato per una corretta progettazione delle paratoie. Da un lato viene descritto il comportamento idraulico del sistema in condizioni variabili (carico idraulico a monte, grado di apertura, forma della paratoia); dall'altro, viene fornita una stima delle forze idrodinamiche al variare del grado di apertura del dispositivo. Oltre ad alcuni esperimenti condotti in passato dall'USBR (1966), è bene considerare alcuni studi recenti eseguiti da Aydin (2002), Aydin *et al.* (2006), Markovic e Drobir (2010) e Khosrojerdi (2012). In particolare, in essi viene analizzato il comportamento di paratoie con geometrie variabili, rispetto alle azioni di *downpull/uplift*. Risultando i modelli di laboratorio abbastanza complessi e costosi, negli ultimi anni sono stati utilizzati sempre più i modelli numerici con risultati promettenti (ad es. Khosrojerdi e Ghasemi Panah, 2009; Dargahi, 2010; Kostecki, 2011).

Nella progettazione di paratoie verticali è fondamentale tenere in considerazione le azioni idrodinamiche di *downpull*, la cui stima è indispensabile per garantire il funzionamento del sistema in condizioni di emergenza. In particolare, nel dimensionare il meccanismo di sollevamento è necessario considerare il

contributo della forza peso, della forza di attrito e, appunto, della forza di *downpull*. Il *downpull* esprime la forza totale indotta dal flusso dell'acqua sulle superfici della paratoia, nella direzione della chiusura del dispositivo, e ha origine dalla differenza tra la pressione agente superiormente ed al fondo della paratoia. La pressione che agisce superiormente dipende dal grado di apertura e dal livello idrico nel sistema, a sua volta condizionato dal flusso di *overflow*. La pressione che agisce inferiormente dipende principalmente dalla geometria del *lip* e dalla portata transitante (Aydin *et al.*, 2006).

Nonostante siano stati condotti alcuni studi atti a caratterizzare la forza di *downpull* sotto paratoie soggette a carichi elevati (Colgate, 1959; Naudascher *et al.*, 1964; Naudascher, 1986, 1991), i dati disponibili sono ancora limitati, e forniscono alcune indicazioni grafiche utili per il calcolo del *downpull* in alcune specifiche configurazioni e in condizioni stazionarie (Naudascher, 1991). È bene considerare che negli ultimi anni si è iniziato anche a stimare il *downpull* in maniera dinamica durante la fase di chiusura (e.g. Aydin, 2002, Dargahi, 2010), riscontrando variazioni significative rispetto alle condizioni stazionarie.

La componente principale della forza di *downpull* F è definita nella seguente Eq. (1):

$$F = (K_T - K_B) \cdot B \cdot d \cdot \rho \cdot \frac{V_j^2}{2} \quad (1)$$

F dipende principalmente da due coefficienti adimensionali (K_T e K_B), dalla geometria della paratoia (larghezza B e spessore d) e dalla velocità nella sezione contratta emergente al di sotto del gate (V_j). Seguendo l'approccio suggerito da Naudascher (1991) e Aydin *et al.* (2006), la forza agente è descritta principalmente attraverso un coefficiente K_T che tiene conto del flusso di *overflow*, e un coefficiente di *downpull* K_B che, per specifica geometria del gate, risulta essere indipendente dalla portata e dal carico piezometrico sotto la paratoia. Esso viene calcolato come nella seguente Eq. (2):

$$\overline{K}_B = \frac{1}{Bd} \int_0^d \int_0^B \frac{h_i - h_c}{V_j^2 / 2g} dB dx \quad (2)$$

In particolare, il valore del coefficiente \overline{K}_B è ricavato a partire dall'integrale del carico piezometrico alla base del lip (h_i), dal carico piezometrico (h_c) e dalla velocità del flusso nella sezione di vena contratta (V_j), che è dipendente dalle caratteristiche del gate. Il coefficiente di *downpull* è quindi significativamente influenzato dalla configurazione studiata, e nello specifico dall'angolo del lip, dal grado di apertura della paratoia e dal numero di Reynolds (salvo riscontrare autosimilitudine per valori elevati di Re), come discusso da Naudascher (1991) e in seguito da Aydin *et al.* (2006).

3 DESCRIZIONE DEL MODELLO CFD

Il modello numerico preliminare è stato sviluppato riferendosi ad Aydin (2006), in analogia a quello previsto per le attività sperimentali, ed è stato validato attraverso i dati di Naudascher (1991).

In prima approssimazione, si è scelto di semplificare la geometria eliminando il gate chamber e l'aeratore. Pur essendo elementi rilevanti nel definire il comportamento complessivo del sistema, la loro presenza in questa fase determina un elevato impatto in termini di complessità computazionale, che non appare giustificato in assenza del supporto significativo di evidenze sperimentali. Nel contempo, si è trascurato l'effetto della transizione da sezione rettangolare a sezione circolare, generalmente presente in tali sistemi (ad es. Aydin, 2006), ipotizzando la sola sezione rettangolare.

Il modello è stato costruito con il codice commerciale Phoenix 2009. In Figura 1 è schematizzato il modello geometrico realizzato, nel caso di *lip* orizzontale. La paratoia è posizionata in una condotta avente sezione trasversale di altezza $e_0 = 0,3$ m e larghezza $b = 0,12$ m (condizione di simmetria) e 6 m di lunghezza. Lo spessore del gate d è 0,04 m e, coerentemente con Aydin (2006), sono state analizzate due diverse angolazioni del *lip* (0° - 45°). La posizione della paratoia è stata variata, considerando molteplici gradi di apertura ($y = e/e_0 = 0.1$ - 0.9) e diverse condizioni di carico (Tabella 1).

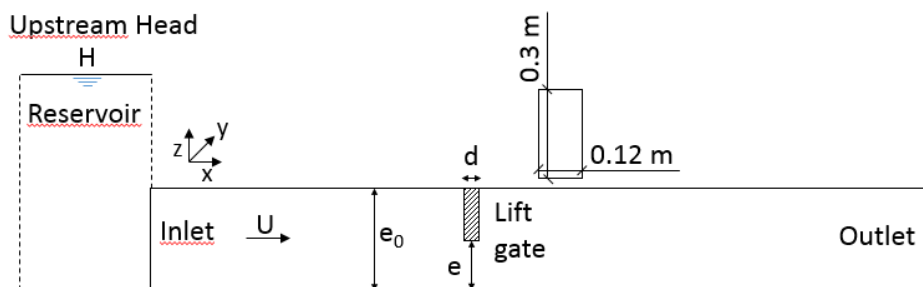


Figura 1. Sezione longitudinale del modello

Tabella 1. Sintesi condizioni simulate

Gate dimensions (b-e ₀ -d) [m]	Lip angle [°]	Dimensionless opening degree γ [-]	Upstream Head [m]
(0.12-0.3-0.04)	0 - 45	0.1 ÷ 0.9	$\approx 2 \div 4$

Nel modello numerico, la lunghezza della condotta di aspirazione e di mandata, a monte e a valle della paratoia, sono pari rispettivamente a 2 m e 4 m, per consentire la stabilizzazione delle condizioni di flusso. Sebbene i profili di velocità non possano essere considerati pienamente sviluppati, è stato osservato che la soluzione numerica (forze sotto la paratoia e, in particolare, il *downpull* e la distribuzione della pressione sulla superficie del gate) è indipendente dalla posizione delle condizioni al contorno (Dargahi, 2010). Le condizioni al contorno sono state definite in termini di velocità a monte e pressione a valle ed è stato utilizzato un modello di turbolenza RNG k- ϵ . Il dominio è stato discretizzato impostando un numero totale di celle derivante da un'analisi di indipendenza dalla mesh, e considerando configurazioni con numero totale di celle pari a 500000.

4 RISULTATI PRELIMINARI

Di seguito sono discussi i principali risultati ottenuti in riferimento alla stima della forza di *downpull* F (Eq. 1) e a quella del coefficiente di *downpull* K_B (Eq. 2).

Nello specifico, in Figura 2 (a) è evidenziato l'andamento delle forze di *downpull* al variare del grado di apertura in corrispondenza di diversi valori della portata. Si osserva che i valori negativi di F corrispondono a forze, sempre verticali, di *uplift*.

Facendo riferimento alle due geometrie del lip su cui si è incentrata maggiormente l'attività di modellazione (0° e 45°), sono riportati in Figura 2 (b) gli andamenti del coefficiente di *downpull* K_B al variare del grado di apertura γ , nel confronto con quelli di letteratura, proposti da Naudascher (1991).

Sebbene nel complesso la maggior parte delle condizioni modellate attraverso CFD appaiano confermare quanto atteso, tuttavia si tiene ad evidenziare la presenza di uno scostamento non trascurabile tra il dato numerico e quello di letteratura per valori di γ tra 0.3 e 0.5, il che impone un opportuno approfondimento anche con l'ausilio di nuovi dati sperimentali.

Si osserva altresì, nel caso di lip a 0°, come una tipica peculiarità della curva individuata da Naudascher (1991), cioè la presenza di una doppia concavità, non sia riprodotta dall'analisi numerica, ciò nella consapevolezza che possano essere le ipotesi semplificative adottate a determinarne l'assenza. Di contro, nel caso di lip a 45°, si evidenzia un andamento qualitativamente coerente tra le due curve (dati di letteratura e risultati numerici), sebbene sia evidente un costante scostamento, seppure non particolarmente significativo. In questo caso, come nel precedente, le attività di ricerca già programmate avranno il compito di ridurre l'entità dell'errore, anche attraverso una ottimizzazione della configurazione geometrica simulata.

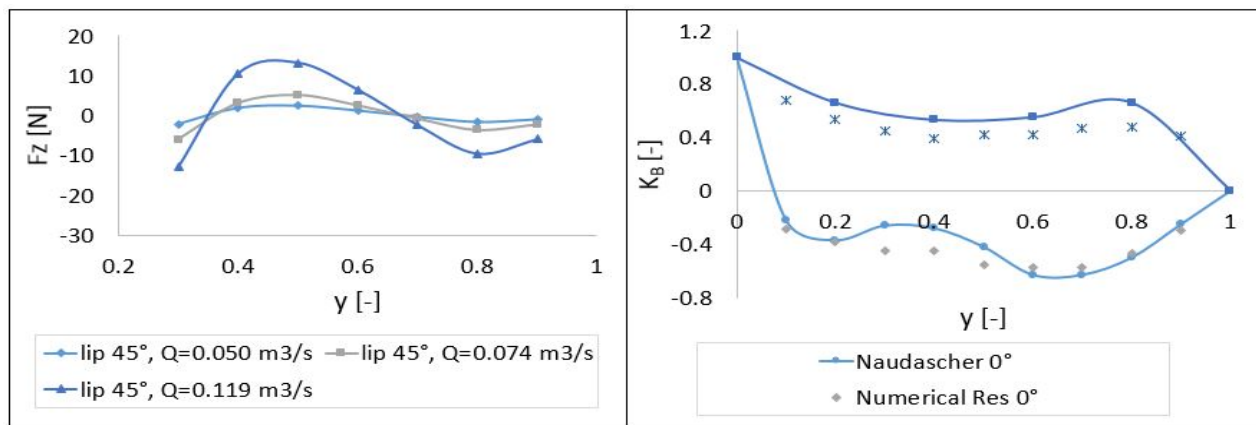


Figura 2. (a) Andamento delle forze di *downpull* con il grado di apertura, per fissati valori della portata; (b) Andamento del coefficiente di *downpull* K_B al variare del grado di apertura – confronto con i dati di letteratura.

5 CONCLUSIONI

L'analisi numerica condotta sul comportamento di una paratoia piana sottoposta ad elevati carichi idraulici ha evidenziato un sostanziale coerenza tra dato di letteratura e analisi numerica. Tale evidenza fornisce conforto circa l'utilizzo di codici CFD nell'analisi delle azioni idrodinamiche sotto paratoie piane, anche se restano da quantificare gli effetti indotti dalle ipotesi adottate sia nella costruzione del modello geometrico (es. assenza di aeratore e gate chamber) sia nel calcolo idrodinamico. Ne consegue che risulta indispensabile un ulteriore approfondimento delle attività di modellazione numerica, allo scopo di ridurre le incertezze attraverso un significativo miglioramento delle caratteristiche del modello sviluppato e la rimozione di alcune ipotesi di calcolo particolarmente vincolanti. Pur non inficiando in misura molto significativa i risultati in termini di *downpull*, una trattazione più approfondita (che tenga conto ad esempio dell'aerazione), richiederà in futuro la realizzazione di un modello più dettagliato e completo. Contestualmente tuttavia appare prioritario dare avvio alle già programmate attività sperimentali, anche per dare riscontro reale alle attività svolte attraverso i codici CFD.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Aydin, I. Air demand behind high head gates during emergency closure, *Journal of Hydraulic Research*, 2002, 40 (1), 83-93.
 Aydin, I., Telci, I.T. & Dundar, O. Prediction of downpull on closing high head gates, *Journal of Hydraulic Research*, 2006, 44 (6), 822-831.
 Dargahi, B. Flow characteristics of bottom outlets with moving gates, *Journal of Hydraulic Research*, 2010, 48(4), 476-482.
 Naudascher, E., Kobus, H.E., Rao, R.P.R. Hydrodynamic analysis for high-head leaf gates, *Journal of the Hydraulic Division ASCE*, 1964, 90(HY3), 155-192.
 Naudascher, E. Prediction and control of downpull on tunnel gates, *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 1986, 112(5), 392-416.
 Naudascher, E. Hydrodynamic forces, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1991.

DIFFERENT SINGULARITIES IN EXTENDED KINETIC THEORY AND YIELDING IN GRANULAR FLOWS

Diego Berzi¹, Dalila Vescovi¹ & Enrico Larcian¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano, Milano 20133

KEY POINTS

- Previous results from discrete element simulations of simple shear flows of rigid, identical spheres in the collisional regime show that the volume fraction-dependence of the stresses is singular at the shear rigidity
- At volume fractions larger than 0.49, the volume fraction-dependence of the correlation length (measure of the velocity correlation) is singular at random close packing, independent of the interparticle friction
- The difference in the singularities ensures that the ratio of the shear stress to the pressure at shear rigidity is different from zero: we identify that with the yield stress ratio of granular materials

1 INTRODUCTION

One of the most striking macroscopic features of granular materials is the existence of an asymptotic value of the ratio of the shear stress to the pressure at vanishing motion (and large volume fraction), often identified as the yield stress ratio, μ_s , which discriminates between fluid-like and solid-like behaviour. In many models of dense granular flows (GDR MiDi 2004; Jop *et al.* 2006; Berzi & Jenkins 2011), the value of μ_s is treated as a parameter, and obtained on the basis of fitting with experiments and/or simulations. Using molecular dynamics simulations on simple shear flows of identical spheres, it has been shown (Chialvo *et al.* 2012) that μ_s depends on the interparticle friction coefficient μ , and that, due to geometric effects, it is different from zero even in the case of frictionless particles (Peyneau & Roux 2008).

Here, we use extended kinetic theory (Jenkins 2007; Jenkins & Berzi 2010, 2012; Berzi & Jenkins 2011; Berzi 2014), i.e., kinetic theory of granular gases that takes into account the breaking of molecular chaos at volume fractions v larger than the freezing point 0.49 (Torquato 1995), to describe the simple shear flow (Fig 1a) of identical, rigid spheres at volume fractions less than the shear rigidity value v_s , i.e., the largest volume fraction at which a randomly collisional granular material can be sheared without force chains spanning the entire domain: when this happens, the stresses become rate-independent (quasi-static regime). Hence, our v_s coincides with the critical volume fraction measured by Chialvo *et al.* (2012) in their simulations, which is only a function of μ (Fig. 1b). For frictionless spheres, v_s is equal to 0.636.

If, as we believe, extended kinetic theory is all we need to quantitatively predict granular shear flows at volume fractions less than v_s (in the collisional regime) and if there is a continuous transition from the rate-dependent (collisional) to the rate-independent (quasi-static) regime for increasing volume fraction, we should be able to theoretically predict μ_s , as the value of the stress ratio at $v = v_s$ (Berzi & Vescovi 2015).

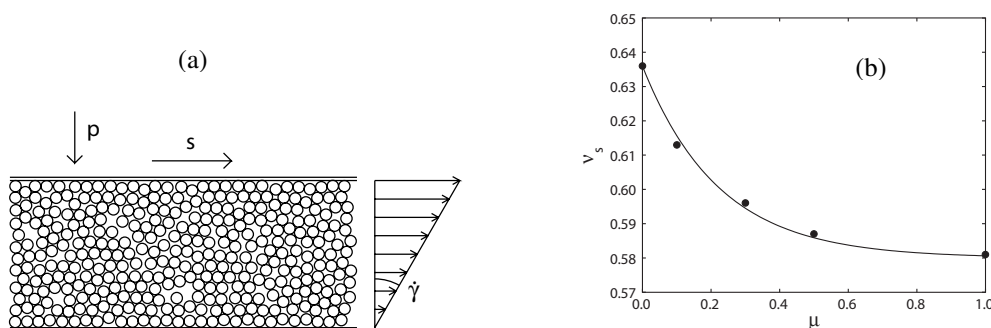


Figure 1. (a) Simple shear flow configuration. (b) Numerical (symbols) values of v_s against μ obtained from Chialvo *et al.* (2012). The solid line is a guide for the eyes.

2 THEORY

Without loss of generality, we take the particle density and diameter to be one. We employ the constitutive relations proposed by *Garzo & Dufty* (1999), as modified by *Jenkins & Berzi* (2010), to express the pressure,

$$p = f_1 T, \quad (1)$$

the shear stress

$$s = f_2 T^{1/2} \gamma, \quad (2)$$

and the rate of energy dissipation in collisions,

$$\Gamma = \frac{f_3}{L} T^{3/2}. \quad (3)$$

Here, T is the granular temperature (one third of the mean square of the particle velocity fluctuations) and γ is the shear rate. The dissipation rate is present in the fluctuation energy balance which, for simple shearing, reduces to

$$s \gamma = \Gamma, \quad (4)$$

i.e., the fluctuation energy produced by the shear stress is entirely dissipated in collisions.

The functions f_1 , f_2 and f_3 , in the dense limit, i.e., for volume fractions larger than say 0.4, when the streaming component of the stresses is negligible, are proportional to the product of v and the radial distribution function at contact. For the latter, we adopt the expression suggested by *Vescovi et al.* (2014), which has been tested against numerical simulations of frictionless spheres. The quantity L in eq. (3) is the correlation length of extended kinetic theory, accounting for the decrease in the collisional energy dissipation due to the presence of correlated motion among the particles (breaking of molecular chaos) that occurs when $n > 0.49$ (*Mitarai & Nakanishi* 2007; *Jenkins* 2007; *Berzi* 2014). In simple shearing, it is only a function of the volume fraction and the coefficient of restitution (the negative ratio of post to pre-collisional normal relative velocity between two impending spheres).

Using eqs. (1)-(3) in eq. (4),

$$\left(\frac{s}{p} \right)^2 = \frac{f_2 f_3}{f_1^2} \frac{1}{L}. \quad (5)$$

In the dense limit, eq. (5) shows that the stress ratio is inversely proportional to the square root of the correlation length.

Discrete numerical simulations on simple shearing of rigid spheres (*Mitarai & Nakanishi* 2007; *Chialvo & Sundaresan* 2013) show that the functions f_1 and f_2 (and therefore f_3) are all singular when $v = v_s$ (Figs. 2° and 2b). On the other hand, the correlation length diverges at $v = 0.64$, independent of the interparticle friction (Fig. 2c). The direct consequence is that the stress ratio at $v = v_s$ remains finite, corresponding to yielding in granular materials.

3 CONCLUSIONS

We have shown that the yield stress ratio in granular materials can be theoretically predicted in the context of extended kinetic theory, once the different singularities of the radial distribution function at contact in shearing flows, and the volume fraction-dependence of the correlation length are accounted for. This allows extended kinetic theory to be in excellent agreement with the results of numerical simulations on simple shearing of inelastic, frictional and frictionless particles for volume fractions less than the value at

shear rigidity. Although it is intriguing to have a consistent theoretical framework to predict the macroscopic yield stress of granular materials, the microscopic origin of the different singularities, and of the relation between the shear rigidity and the interparticle friction, is still lacking and deserves future work.

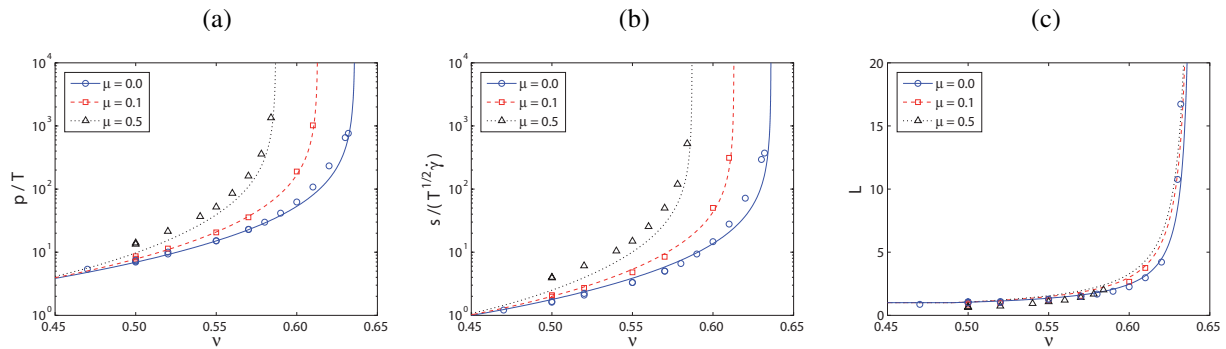


Figure 2. Numerical (symbols, after Mitarai & Nakanishi 2007 and Chialvo & Sundaresan 2013) and theoretical (lines) functions f_1 (a), f_2 (b) and L (c) against the volume fraction for different values of the interparticle friction.

REFERENCES

- Berzi, D. Extended kinetic theory applied to dense, granular, simple shear flows, *Acta Mechanica*, 2014, 225(8), 2191-2198.
- Berzi, D. & Jenkins, J.T. Surface flows of inelastic spheres, *Physics of Fluids*, 2011, 23(1), 013303.
- Berzi, D. & Vescovi, D. Different singularities in the functions of extended kinetic theory at the origin of the yield stress in granular flows, *Physics of Fluids*, 2015, 27(1), 013302.
- Chialvo, S., Sun, J. & Sundaresan, S. Bridging the rheology of granular flows in three regimes, *Physical Review E*, 2012, 85(2), 021305.
- Chialvo, S. & Sundaresan, S. A modified kinetic theory for frictional granular flows in dense and dilute regimes, *Physics of Fluids*, 2013, 25(7), 070603.
- Garzó, V. & Dufty, J.W. Dense fluid transport for inelastic hard spheres, *Physical Review E*, 1999, 59(5), 5895-5911.
- GDR Midi. On dense granular flows, *European Physical Journal E*, 2004, 14(4), 341-365.
- Jenkins, J.T. Dense inclined flows of inelastic spheres, *Granular Matter*, 2007, 10(1), 47-52.
- Jenkins, J.T. & Berzi, D. Dense inclined flows of inelastic spheres: tests of an extension of kinetic theory, *Granular Matter*, 2010, 12(2), 151-158.
- Jenkins, J.T. & Berzi, D. Kinetic theory applied to inclined flows, *Granular Matter*, 2012, 14(2), 79-84.
- Jenkins, J.T. & Zhang, C. Kinetic theory for identical, frictional, nearly elastic spheres, *Physics of Fluids*, 2002, 14(3), 1228-1235.
- Jop, P., Forterre, Y. & Pouliquen, O. A constitutive law for dense granular flows, *Nature*, 2006, 441, 727-730.
- Mitarai, N. & Nakanishi, H. Velocity correlations in dense granular shear flows: Effects on energy dissipation and normal stress, *Physical Review E*, 2007, 75(3), 031305.
- Peyneau, P.-E. & Roux, J.-N. Frictionless bead packs have macroscopic friction, but no dilatancy, *Physical Review E*, 2008, 78, 011307.
- Torquato, S. Nearest-neighbor statistics for packings of hard spheres and disks, *Physical Review E*, 1995, 51(4), 3170-3182.
- Vescovi, D., Berzi, D., Richard, P. & Brodu, N. Plane shear flows of frictionless spheres: Kinetic theory and 3D soft-sphere discrete element method simulations, *Physics of Fluids*, 2014, 26(5), 053305.

ANALISI DI UN REATTORE DI DISINFEZIONE ATTRAVERSO METODI CFD E PROVE SPERIMENTALI IN SCALA

Marco Maria Agostino Rossi¹, Eleonora Clerici², Andrea Turolla³, Manuela Antonelli⁴, Stefano Malavasi⁵

(1) (2) (3) (4) (5) Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale

ASPETTI CHIAVE

- Modellazione fluidodinamica di un reattore di disinfezione
- Trasporto di un tracciante
- Confronto dei risultati con test sperimentali

PREMESSA

La disinfezione chimica è uno dei processi di più lontana introduzione nel trattamento delle acque di approvvigionamento e di scarico, risalendo al 1902 il primo utilizzo documentato del cloro nella potabilizzazione delle acque presso l'impianto di Middelkerke in Belgio (Crittenden et al., 2012). La diffusione di questa pratica può essere considerata tra i principali progressi in materia di profilassi igienico-sanitaria, essendo stata in grado da sola di determinare un aumento considerevole dell'aspettativa di vita (Sedlak, 2014). D'altra parte, attualmente la spinta all'innovazione tecnologica risulta molto limitata rispetto ad altri trattamenti, per l'elevato grado di consolidamento dei processi che complessivamente presentano scarsa complessità tecnologica e ridotta necessità di ottimizzazione, in gran parte ascrivibile al quadro normativo riferito ad indicatori convenzionali, quali i batteri coliformi, verso i quali non sono imposti limiti particolarmente stringenti, come nel caso dello scarico in acque superficiali in Italia (5.000 UFC/100 mL riferito ad *E. coli*). Solo l'individuazione dei sottoprodotti di disinfezione e il crescente interesse verso pratiche di riuso delle acque reflue hanno rappresentato nell'ultimo ventennio uno stimolo alla promozione di nuove tecnologie e all'utilizzo ottimizzato delle tecnologie in essere. Più recentemente si stanno delineando nuove linee di sviluppo e ricerca, essenzialmente riconducibili a tre ambiti: (1) l'insorgenza di nuove problematiche di tipo sanitario-ambientale, come la scoperta di ceppi batterici resistenti agli antibiotici (Rizzo et al., 2013); (2) la disponibilità di nuovi strumenti e tecnologie, come la fluidodinamica computazionale e i processi di disinfezione combinati o avanzati (González et al., 2012; Rodríguez-Chueca et al., 2015); (3) la definizione di nuovi vincoli normativi o l'adeguamento di limiti già esistenti. In particolare, va sottolineato il crescente interesse nei confronti della fluidodinamica computazionale (Computational Fluid Dynamics, CFD), uno strumento numerico di simulazione che è stato studiato primariamente per applicazioni legate all'ingegneria meccanica e aerospaziale. In estrema sintesi, la CFD permette di risolvere simultaneamente le equazioni caratteristiche di un sistema all'interno di domini di forma e dimensioni arbitrarie, così da dare una descrizione locale dei fenomeni d'interesse (Versteeg et al., 2007). Nella fattispecie, la CFD è già stata applicata efficacemente alla simulazione di reattori di disinfezione (Zhang et al., 2014), e ha evidenziato importanti potenzialità nella contestuale modellazione dei fenomeni caratterizzanti il processo, come fluidodinamica, trasporto delle specie d'interesse e reazioni chimiche relative a decadimento del disinfettante, inattivazione batterica e sviluppo di sottoprodotti di disinfezione.

Nel presente lavoro si propone di illustrare l'applicazione di tecniche CFD per la descrizione di un reattore di disinfezione a scala pilota, di cui è stato sviluppato un modello euleriano tridimensionale per mezzo del software commerciale ANSYS Fluent. La modellazione ha riguardato il comportamento fluidodinamico, il trasporto di un tracciante in condizioni transitorie, il decadimento del disinfettante (ipoclorito di sodio) e l'abbattimento di microorganismi indicatori (*E. coli*, coliformi fecali) in condizioni stazionarie. Di seguito sono presentati i primi due passi della modellazione.

MODELLO FLUIDODINAMICO

Lo studio ha riguardato una vasca a setti a scala pilota (Figura 1) composta da cinque canali a pelo libero (4,50 m × 0,29 m) con quattro inversioni di flusso ($V = 2.3 \text{ m}^3$), in cui la portata ($Q = 4,5 \text{ m}^3/\text{h}$; $\text{HRT} = 30$

min) è immessa ad un'estremità per mezzo di un tubo orizzontale ($D = 4.5$ cm) posizionato centralmente nella sezione; in uscita l'acqua sfiora all'altra estremità della vasca attraverso uno stramazzo, che regola l'altezza del pelo libero a circa 35 cm. Il regime del flusso varia tra un moto completamente turbolento all'ingresso ($Re = 3.5 \cdot 10^4$) e un moto turbolento di transizione ($Re = 4.995$) nella sezione del canale.

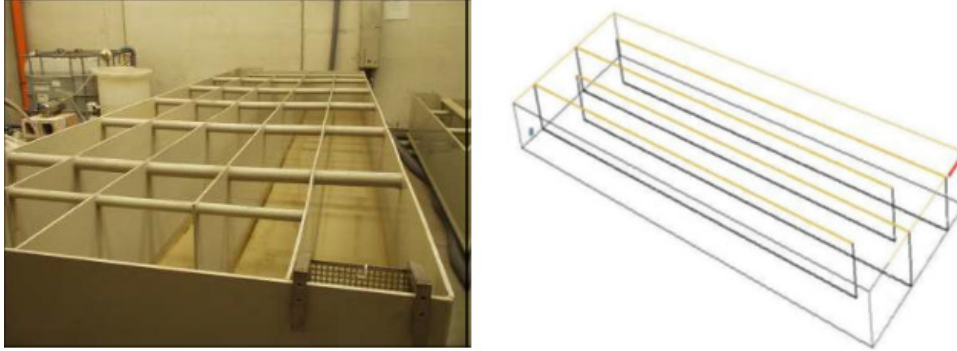


Figura 1. Vasca sperimentale e schematizzazione per modello numerico

Per quel che concerne il comportamento fluidodinamico, il campo di velocità è stato simulato allo stato stazionario con un approccio RANS che risolve il campo di moto per le sole grandezze medie, ovvero per mezzo delle equazioni di Navier-Stokes mediate nel tempo. Il modello di chiusura scelto è stato il k-ε standard che è il più usato in letteratura per questo tipo di studi. Una volta risolto il campo di moto, sono stati studiati i fenomeni di trasporto all'interno della vasca pilota simulando delle prove con tracciante. A tale fine il tracciante è stato assimilato ad uno scalare conservativo privo di influenza sul campo di moto e il suo trasporto simulato risolvendo in transitorio l'equazione RANS di advezione-dispersione:

$$\rho \frac{dc}{dt} + \rho \vec{U} \cdot \text{grad}(c) - \Gamma \cdot \text{div}(\text{grad}(c)) = 0 \quad (1)$$

dove C è concentrazione media all'interno di una cella dello scalare [kg/m^3], U è velocità media nel canale [m/s] e Γ è coefficiente di dispersione di massa [$\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s})$]. Il coefficiente Γ è dato dalla somma di due contributi, ovvero la diffusione molecolare e la dispersione turbolenta dovuta dai vortici turbolenti che caratterizzano il flusso. Quest'ultimo è così espresso:

$$\Gamma_T = \frac{\mu_T}{Sc_T} \quad (2)$$

dove μ_T è la viscosità dinamica turbolenta e Sc_T è il numero di Schmidt turbolento adimensionale. Il trasporto è stato studiato al variare di Sc_T .

TRASPORTO DI UN TRACCIANTE

I fenomeni di trasporto di un tracciante conservativo sono stati analizzati con lo scopo di verificare il modello fluidodinamico così elaborato, non avendo a disposizione misure di velocità né di turbolenza che permettessero la validazione del campo di moto. La risposta del sistema ad uno stimolo impulsivo all'ingresso è stata studiata prima di tutto nella sezione di uscita dalla vasca e più precisamente in corrispondenza dello stramazzo da cui l'acqua sfiorava per essere convogliata nel canale di scarico.

Il valore di concentrazione media allo sfioro è stato memorizzato ad ogni secondo di simulazione per monitorarne l'andamento in funzione del tempo. Il comportamento della concentrazione, ovvero la risposta del sistema, è stato quindi studiato facendo variare il numero di Schmidt turbolento, unico parametro

disponibile per tarare il modello fluidodinamico. In Figura 2 sono riportate le curve di tracciante così ottenute. Si osserva come al crescere del numero di Schmidt si abbiano due effetti concomitanti:

- la concentrazione di picco è inversamente correlata al numero di Schmidt turbolento, ovvero tanto più quest'ultimo aumenta tanto più la concentrazione di picco diminuisce.
- il tempo di arrivo e il tempo di picco similmente diminuiscono all'aumentare del numero di Schmidt turbolento e contemporaneamente i tempi di residenza aumentano.

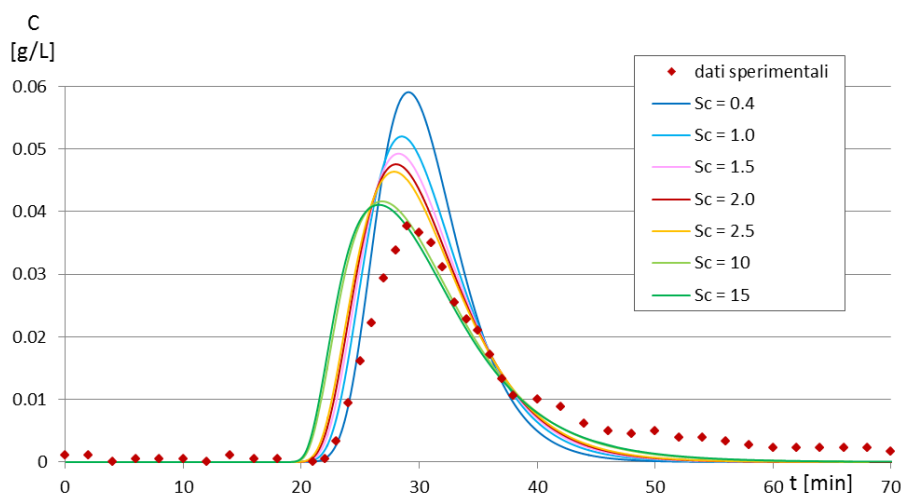


Figura 2. Confronto numerico sperimentale delle concentrazioni di tracciante in una sezione di riferimento.

Questo andamento può trovare una giustificazione nel fatto che cambiando il numero di Schmidt si va a modificare il livello di rimescolamento turbolento all'interno della vasca; in particolare aumentando il suo valore si riduce il coefficiente di dispersione turbolento Γ_T il cui valore è di due ordini di grandezza superiore rispetto al coefficiente di dispersione molecolare dell'acqua e pertanto ha un ruolo predominante sui processi dispersivi.

I risultati delle simulazioni sono stati poi confrontati con le misure sperimentali disponibili da precedenti investigazioni. Si osserva in Figura 2 che le curve stimate riproducono qualitativamente bene la curva sperimentale sebbene esistano alcune discrepanze. La più evidente è quella relativa alle concentrazioni di picco essendo che per tutti i casi studiati la concentrazione massima è sempre sovrastimata; sempre relativamente all'andamento delle concentrazioni, i dati sperimentali mostrano la presenza di un effetto tailing che nessuna delle curve sperimentali riesce a riprodurre. In secondo luogo i tempi di arrivo risultano sottostimati rispetto al modello sperimentale. Tuttavia mentre il tempo medio di arrivo t_{MEAN} è, come ci si aspettava, circa lo stesso in tutti i casi, lo scarto fra t_{10} e t_{90} aumenta all'aumentare di Sc_T a testimonianza del fatto che i fenomeni di corto circuitazione diventano via via più evidenti.

Entrambi i comportamenti possono essere ricondotti a due possibili cause: la prima è relativa al modello fluidodinamico scelto. Infatti, in base a quanto detto pocanzi circa la correlazione fra valori di picco e Sc_T , il modello k-epsilon standard tenderebbe a sovrastimare il rimescolamento turbolento all'interno della vasca. Tale sovrastima non è compensabile modificando il valore di questo coefficiente che generalmente dovrebbe assumere un valore attorno all'unità (Kim, Stoesser, Kim, 2013). La seconda spiegazione è relativa al metodo di campionamento. Nelle prove sperimentali infatti i valori di conducibilità sono stati rilevati nel piccolo bacino che convogliava l'acqua in uscita nella condotta di scarico a valle dello sfioro; questo processo non è stato modellato. Ciò può aver generato un effetto CSTR non trascurabile con conseguente attenuazione della risposta effettiva del sistema in termini di concentrazione, ritardo nei tempi di arrivo e concentrazioni residue per elevati tempi di residenza.

Bassi numeri di Schmidt forniscono una buona stima del tempo di arrivo del picco di concentrazione, mentre alti numeri di Schmidt hanno dato una stima più corretta della concentrazione di picco ma il relativo

tempo di arrivo è risultato anticipato di circa 2 minuti (su un HRT = 30 min) rispetto i dati sperimentali disponibili. Confronto numerico sperimentale.

Sulla base dei risultati così ottenuti si è studiato il comportamento del sistema in alcune sezioni interne alla vasca sempre al variare del numero di Schmidt turbolento. Per verificare i risultati delle simulazioni si hanno a disposizione 5 prove con tracciante in cui è stata monitorata la concentrazione del sale, impiegato come tracciante, alla fine dei primi quattro canali e dove il valore di concentrazione è stata ricavata a partire da misure di conducibilità. Non conoscendo la posizione esatta del punto di campionamento, inizialmente è stata monitorata la concentrazione simulata media sull'intera sezione.

I risultati così ottenuti, mostrano una discrepanza tra le curve sperimentali di tracciante e quelle numeriche. Sebbene le curve simulate riescano a riprodurre bene la coda delle curve sperimentali, sia per quanto riguarda la concentrazione che per i tempi di arrivo, le stesse si discostano enormemente nella fase iniziale di arrivo del picco di concentrazione e ciò è tanto più evidente tanto più ci si avvicina alla sezione di ingresso. Tale discrepanza può essere in parte riconducibile a diversi fattori fra cui:

- la misura sperimentale negli istanti iniziali di arrivo del tracciante potrebbe essere inaccurata a causa dei tempi di risposta del conduttivimetro troppo lunghi se comparati con il tasso di variazione della concentrazione nel sistema reale;
- la misura sperimentale, essendo puntuale, potrebbe essere stata influenzata sia dalla posizione in cui è stato effettuato il campionamento sia dalla turbolenza del flusso che impediva di mantenere lo strumento in una posizione fissa.

CONCLUSIONE

Un reattore di disinfezione è stato studiato numericamente attraverso tecniche CFD. In questa memoria breve sono stati presentati il modello fluidodinamico e le prove di trasporto di un tracciante. Il confronto dei risultati con le prove sperimentali denotano una buona capacità del modello di predire la curva di tracciante, anche se ulteriori miglioramenti per la previsione del tempo di arrivo e del picco di concentrazione sono necessari. Per questo motivo, prima di procedere con l'analisi del decadimento del disinfettante (ipoclorito di sodio) e l'abbattimento di microorganismi indicatori (*E. coli*, coliformi fecali), il modello fluidodinamico verrà migliorato facendo una calibrazione con profili di velocità rilevati attraverso lo strumento Doppler. A seguito di tale calibrazione, il modello di trasporto verrà riverificato, usando delle nuove prove di campionamento di tracciante, di cui le modalità e le sezioni di campionamento siano note.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Crittenden J.C., Trussel R.R., Hand D.W., Howe K.J., Tchobanoglous G. & Borchardt J.H. (2012). *MWH's water treatment. Principles and design*. 3rd edition. John Wiley & Sons, Inc.
- Sedlak D. (2014). *Water 4.0. The past, the present and the future of the world's most vital resource*. Yale University Press.
- Rizzo L., Manaia C., Merlin C., Schwartz T., Dagot C., Ploy M.C., Michael I. & Fatta-Kassinos D. (2013). Urban wastewater treatment plants as hotspots for antibiotic resistant bacteria and genes spread into the environment: a review. *Sci. Total Environ.*, 447, 345-360.
- González A., Gehr R., Vaca M. & López R. (2012). Disinfection of an advanced primary effluent with peracetic acid and ultraviolet combined treatment: a continuous-flow pilot plant study. *Water Environ. Res.*, 84, 247-253.
- Rodríguez-Chueca J., Ormad M.P., Mosteo R., Sarasa J. & Ovelleiro, J.L. (2015). Conventional and advanced oxidation processes used in disinfection of treated urban wastewater. *Water Environ. Res.*, 87, 81-88.
- Versteeg H.K. & Malalasekera W. (2007). *An introduction to computational fluid dynamics: the finite volume method*. 2nd edition. Prentice Hall.
- Zhang J., Tejada-Martinez & Zhang Q. (2014). Developments in computational fluid dynamics-based modeling for disinfection technologies over the last two decades: a review. *Environ. Modell. Softw.*, 58, 71-85.
- Fox R.O. (2003). *Computational models for turbulent reacting flows*. Cambridge University Press, New York.
- Kim D., Stoesser T. & Kim J. (2013). Modeling aspects of flow and solute transport in water disinfection tanks. *Applied Mathematical Modelling*, 37, 8039-8050.

La produzione di energia elettrica tramite i mulini ad acqua

Giuseppina Palma¹, Alberto Marinelli¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali, Università degli Studi di Bologna, Viale Risorgimento 2, 40136, Bologna, Italy;

ASPETTI CHIAVE:

- *Analisi e sintesi delle caratteristiche prestazionali delle ruote idrauliche.*
- *I mulini ad acqua possono coprire il gap dello sfruttamento dei piccoli salti e delle correnti lente.*
- *Valutazione della fattibilità economica dell'installazione di un mulino ad acqua per la produzione di energia elettrica.*

1 INTRODUZIONE

I mulini ad acqua sono impianti atti a sfruttare l'energia meccanica prodotta dalle correnti dei corsi d'acqua, di cui una quota parte viene canalizzata verso l'imbocco della ruota. Nonostante tali macchine si siano diffuse a partire dal IX secolo, prima della metà del XVIII secolo la loro progettazione avveniva secondo regole prevalentemente empiriche (Müller e Kauppert, 2002). A metà del 1800, in Inghilterra operavano circa 30000 mulini ad acqua, mentre in Germania, nel 1925, sono state censite circa 33000 ruote idrauliche con potenze di picco tutte inferiori a 75 kW (Müller e Kauppert, 2004). Grazie all'approfondimento degli studi ingegneristici nel campo idraulico, proprio in quegli anni, è stato possibile migliorarne le prestazioni, rendendoli i più importanti convertitori di energia fino alla prima metà del XX secolo.

2 RUOLO DEI MULINI AD ACQUA NEL SETTORE IDROELETTRICO

Le energie rinnovabili hanno assunto un ruolo centrale nei programmi di sviluppo delle principali economie mondiali. Tra le diverse fonti rinnovabili, il settore idroelettrico è sicuramente uno dei più importanti, pur riscontrando alcune difficoltà relativamente allo sfruttamento dei piccoli salti. Ciò è dovuto alla difficoltà di trovare convertitori di energia che siano, allo stesso tempo, convenienti dal punto di vista economico ed affidabili dal punto di vista tecnico. È proprio in quest'ottica che la rivalutazione dell'efficienza dei mulini ad acqua acquista un senso (Senior, 2011). La loro installazione, oltre a permettere lo sfruttamento dell'energia dei piccoli salti e delle correnti lente, non implica alterazioni morfologiche e idrologiche, e quindi del funzionamento globale dell'ecosistema fluviale. Inoltre, l'inserimento di impianti che prevedono le turbine idrauliche implicano una serie di problematiche relative all'impatto visivo sgradevole, e quindi alla variazione dell'uso del suolo, all'inquinamento acustico dovuto alle vibrazioni e alla mortalità della fauna ittica (Müller, 2009). Purtroppo, però, la valutazione delle caratteristiche tecniche, dell'affidabilità e delle migliori condizioni di funzionamento di questi impianti, paragonate a quelle delle turbine Kaplan o Ossberger, si basa ancora oggi solo su stime. Ciò è in parte dovuto alla crescita d'interesse per le turbine idrauliche a partire dalla fine del XIX secolo.

3 TIPOLOGIE DI MULINI E CARATTERISTICHE

Le tipologie di ruote idrauliche sono il mulino 'da sopra', 'di petto' e 'da sotto'. I principali elementi costruttivi sono: l'albero, asse di rotazione della ruota; le razze o bracci, assi di collegamento e trasmissione della forza dalle corone delle pale all'albero; le corone, innestate nelle razze e base di appoggio e sostegno delle pale che sono le assicelle trasversali innestate sulle corone, atte a sopportare la spinta dell'acqua.

Nel mulino 'da sopra' (Figura 1a), l'acqua viene convogliata ad una certa quota altimetrica poco maggiore del diametro della ruota. Secondo alcuni studi, l'apertura delle pale deve essere correlata alla profondità dell'afflusso: solitamente 90 - 120 mm e dovrebbero riempirsi non più del 60% per evitare perdite premature. La velocità periferica della struttura, per essere ottimale, dovrebbe essere la metà di quella dell'afflusso, solitamente tra 1 - 3 m/s con un range da 7 - 10 rotazioni per minuto (Müller e Kauppert, 2004).

Nel mulino 'di petto' (Figura 1b), il livello del corso d'acqua a monte della ruota si trova

approssimativamente all'altezza dell'asse della stessa. Una serie di prove in vasca sono state svolte presso la Queen University di Belfast su un modello in scala 1: 4. Sulla base di questi esperimenti sono state sviluppate le geometrie più funzionali sia per l'afflusso che per il deflusso, ottenendo un rendimento idraulico massimo del 87,3% (Müller e Wolter, 2004).

Nel mulino 'da sotto' (Figura 1c), il livello del corso d'acqua a monte è tipicamente pari ad un terzo del suo diametro. Alcuni studi condotti nel 1979 dall'Università di Stuttgart in Germania, hanno confermato i dati di rendimento di letteratura del 76% considerando particolari rapporti tra le varie parti della struttura (Müller e Kauppert, 2004).

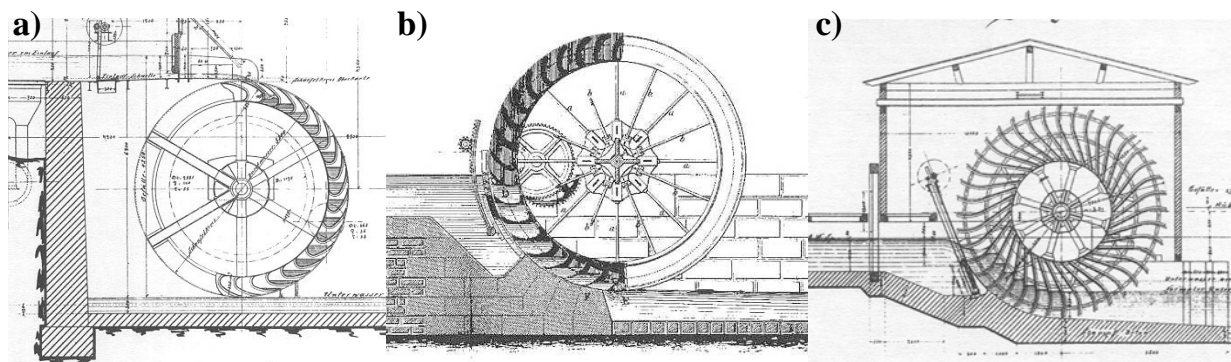


Figura 1. Mulino: a) 'da sopra'; b) 'di petto'; c) 'da sotto'.

4 ANALISI PROGETTUALE E VALUTAZIONE ECONOMICA DELL'INVESTIMENTO

4.1 Analisi tecnica

I parametri fondamentali per il dimensionamento della ruota sono la portata di progetto Q_p , che condiziona la larghezza della struttura ed il dislivello (salto) H , che influisce sul diametro della stessa.

L'analisi di letteratura ha reso possibile la definizione del range di portate per metro di larghezza, che ciascuna tipologia di mulino è in grado di gestire. In particolare:

- Mulino 'da sopra': 0,1 – 0,2 m³/s/m;
- Mulino 'di petto': 0,35 - 0,65 m³/s/m;
- Mulino 'da sotto': 0,5 – 0,95 m³/s/m.

Per ogni tipologia di mulino sono state considerate quattro portate specifiche imponendo due limiti: portata massima nel corso d'acqua pari a 2 m³/s e larghezza della ruota non superiore a 2 m. Nello specifico, tenendo come riferimento la portata massima di progetto, quelle scelte sono:

Tipologia	Portate di progetto [m ³ /s]			
Mulino 'da sopra'	0.1	0.2	0.3	0.4
Mulino 'da sopra'	0,33	0.65	0.98	1.30
Mulino 'da sopra'	0.48	0.95	1.43	1.90

Tabella 1. Portate di progetto considerate per il dimensionamento della ruota idraulica.

I salti considerati sono 0,80 m, 1 m, 1,25 m, 1,50 m, 2 m, 2,50 m, 3 m, 4 m e 5 m, uguali per tutte le tipologie di ruote. La combinazione del valore di portata e salto ha permesso lo studio, e quindi l'analisi dei risultati, di un'ampia e generale casistica. Per il dimensionamento del diametro è stato necessario ipotizzare, basandosi su dati di letteratura, 0,10 m di perdite di carico; 0,20 m la distanza tra la ruota ed il canale di convogliamento a monte nel solo caso del mulino 'da sopra' e 0,05 m la distanza tra la ruota ed il corso d'acqua, ipotesi non necessaria soltanto per il mulino 'da sotto'. Per la casistica in esame, posto un rendimento idraulico η_{hyd} medio pari all'80% ed un rendimento elettrico η_{el} pari al 96%, è stato possibile calcolare la potenza (eq. 1), in kW, come:

$$P = H \cdot g \cdot Q_p \cdot \eta_{hyd} \cdot \eta_{el} \quad (1)$$

Mentre per il calcolo dell'energia annua, espressa in kWh, sono state considerate tre condizioni di funzionamento: 6, 8 e 10 mesi.

4.2 Analisi economica

La realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica passa attraverso il soddisfacimento di una serie di requisiti legati alla compatibilità impiantistica, alla fattibilità tecnica ed economica dell'intervento. Supponendo soddisfatti i primi due requisiti, la fattibilità economica viene definita attraverso i principali parametri di redditività di un investimento (VAN, TIR, payback period) che sono funzione della potenza nominale installabile in un generico sito e dei diversi scenari economici ipotizzati.

L'investimento iniziale tiene conto della ruota idraulica in quanto struttura, il cui parametro principale è il diametro D , i componenti di supporto e la manutenzione. Tra i componenti abbiamo: il moltiplicatore di giri a cinghia, il generatore di corrente, inverter e raddrizzatore (nell'ipotesi di connessione indiretta alla rete), piccoli lavori edili per adeguamento muratura, oneri di trasporto, allacciamento linea elettrica (linea elettrica BT già sul posto), quadro di scambio energia, assistenza edile all'installazione di componenti elettromeccanici, griglia e paratoia (ipotesi di sostituzione) e oneri di installazione per opere elettromeccaniche. I prezzi sono stati stimati consultando i valori di mercato. Sono stati inoltre previsti interventi di manutenzione con cadenza annuale e straordinari con cadenza decennale.

I ricavi sono rappresentati dagli introiti derivanti dalla vendita dell'energia elettrica prodotta. Il meccanismo considerato è quello della tariffa onnicomprensiva, incentivo monetario studiato per promuovere i piccoli impianti a fonte rinnovabile, regolamentata dalla Legge Finanziaria 2008 e poi aggiornata dalla Legge 23/07/2009 n.99. Essa prevede un incentivo, per i primi 15 anni, pari a 0,22 €/kWh, ed un ricavo della cessione di energia elettrica immessa in rete dal sedicesimo anno in poi, pari a 0,12 €/kWh.

La convenienza economica dell'investimento è legata alla positività del VAN, parametro economico che permette di definire il tempo di ritorno dell'investimento (payback period). Esso è definito come:

$$VAN = \sum_{k=0}^n \frac{C_k}{(1+i)^k} \quad (2)$$

Dove C_k è il flusso finanziario al tempo k , i il tasso d'interesse e $1/(1+i)^k$ quello di attualizzazione. I flussi di cassa sono stati analizzati per un periodo pari a 40 anni, considerando un tasso di attualizzazione pari al 3%. Inoltre sono stati ipotizzati due scenari di finanziamento: investimento totalmente a carico dell'impresa e finanziamento parziale, pari al 70%, a carico di una banca. L'ammortamento di tale somma, inserita come voce di costo all'interno dei flussi di cassa, è stato previsto in 10 anni con un tasso d'interesse pari al 6%.

5 CONCLUSIONI

Tra gli scenari sopra menzionati è possibile concludere che il finanziamento parziale da parte di una banca, a parità di mesi di funzionamento e tipologia di ruota, dilata i tempi di ritorno dell'investimento mediamente del 40% per i piccoli salti, non avendo grande influenza su quelli più grandi.

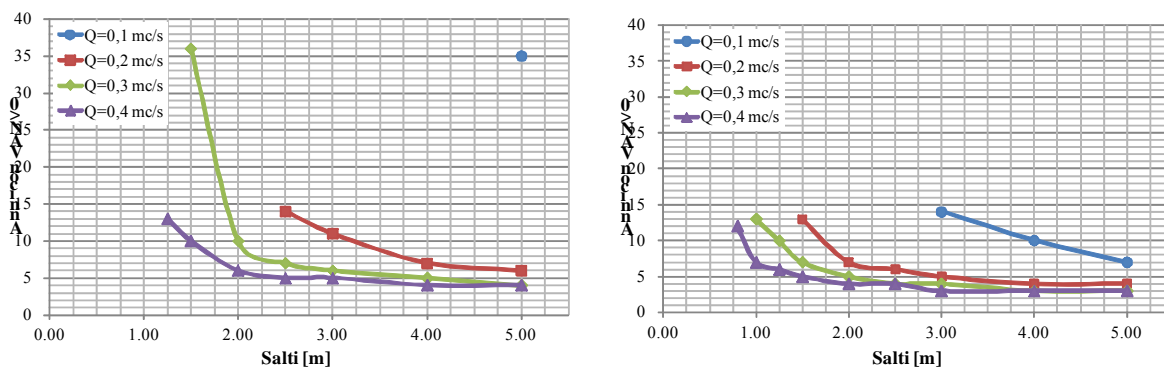


Figura 2. Mulino 'da sopra', nel caso di autofinanziamento: a) 6 mesi di funzionamento; b) 8 mesi di funzionamento.

In generale, avendo a disposizione portate relativamente basse, tipiche del mulino ‘da sopra’, l’investimento è conveniente solo per i salti più alti, anche se con molte difficoltà (Figura 2). All’aumentare della portata anche i salti più piccoli riescono a registrare un VAN positivo, ma non prima dei 10 anni (Figura 2). Il risultato cambia sensibilmente per il mulino ‘di petto’, e in maniera più evidente per quello ‘da sotto’ (Figura 3). In quest’ultimo caso infatti viene registrato un VAN positivo entro i primi 10 anni di funzionamento dell’impianto, indipendentemente dal salto considerato, fatta eccezione per la minima portata gestibile da questo tipo di mulino (Figura 3).

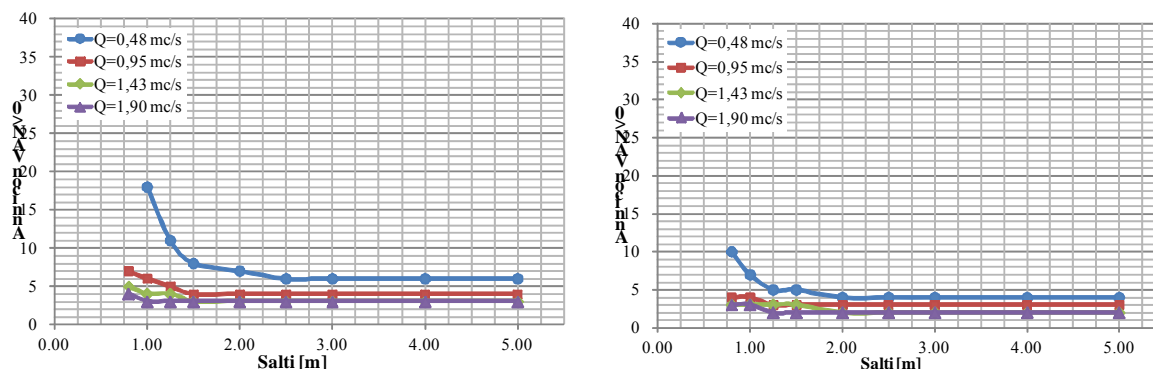


Figura 3. Mulino ‘da sotto’, nel caso di autofinanziamento: a) 6 mesi di funzionamento; b) 8 mesi di funzionamento.

Tali conclusioni trovano spiegazione nel fatto che le portate gestite dal mulino ‘da sotto’ sono più alte a parità caratteristiche geometriche, in termini di diametro e larghezza della ruota, e di conseguenza consentono una produzione maggiore di energia a parità di mesi di funzionamento.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Müller G. & Senior J. Simplified theory of Archimedean screws, Southampton UK, Journal of Hydraulic Research, 2009.
- Müller G. & Kauppert K. Old water mills: Britains new source of energy?, Southampton UK, Proceedings of the ICE - Civil Engineering, 2002.
- Müller G. & Kauppert K. Performance characteristics of water wheels, Journal of Hydraulic Research, 2004.
- Müller G. & Wolter C. The breast shot water wheel: design and model tests, Proceedings of the Institute of Civil Engineers: Engineering Sustainability, 2004.
- Müller G. Water wheels as a power source, Belfast, Renewable Energy, 2009.
- Senior J., Saenger N. & Müller G. New hydropower converters for very low-head differences, Southampton UK, Journal of Hydraulic Research, 2011.

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF THE INTERACTION BETWEEN HYDROELECTRIC SLUICE GATES AND SEDIMENT TRANSPORT

Giuseppe Roberto Pisaturo ¹ & Maurizio Righetti ²

(1) Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering, Mesiano, Trento, Italy; (2) University of Bozen - Faculty of Science and Technology, Bozen, Italy

KEY POINTS

- Study of the bed erosion dynamics during flushing events at gated weirs. The investigation is performed utilizing an experimental scale model and light plastic material for sediment transport.
- The experiments show the dependency of the eroded volume with the flow rate. In particular the extension of the scour area, both in the upstream and in lateral direction, is analysed.
- The flow field is strongly 3D. The formation of horizontal and vertical axis circulations implicate the scour extension and the lateral erosion process.

1 INTRODUCTION

The design of withdrawal structures for run-of-the-river hydroelectric plants is strongly influenced by the presence of sediment transport. Usually, weirs cause an upstream water depth increase and therefore a flow velocity decrease. This hydraulic effect implicate an alteration of sediment transport dynamics in the river, with accumulation of sediments and morphology changes in the upstream reach. Sediment trapping caused by weirs can lead to twofold problems: the reduction on withdrawal functioning due to clogging at intake structures and, more important, a significant impact on the downstream reach (Habersack *et al.*, 2014, Kondolf *et al.*, 2014).

In the present study the results of a laboratory model are presented, in which the deposition phenomena close to a weir are reproduced. The opening of sluicing gates are simulated and its efficiency on sediment removal is experimentally analyzed.

2 METHODS

The experiments were performed at Hydraulics Laboratory of University of Trento in a $B_m=2$ m wide and $L=21$ m long mobile bed recirculating flume with fixed vertical sidewalls. Flow depth can range from up to 0.5 m. The model reproduces a meandering reach of Isarco river ($B_p=50$ m), in which a gated weir is installed, about 7.6 m from the inlet. The bed material adopted in the model consists of light plastic material to reproduce, at laboratory scale, the sediment transport modality by suspension, as usually happens in lowland rivers (Armanini & Righetti, 2013).

The kinematic parameters of the model are derived by Froude similarity, whereas the sediment transport parameters are derived by Shields similarity. Both water and sediment are recirculated during experiments. Three tests were performed, one for a discharge of 15 l/s and other two for increasing discharges, as reported in Table 1.

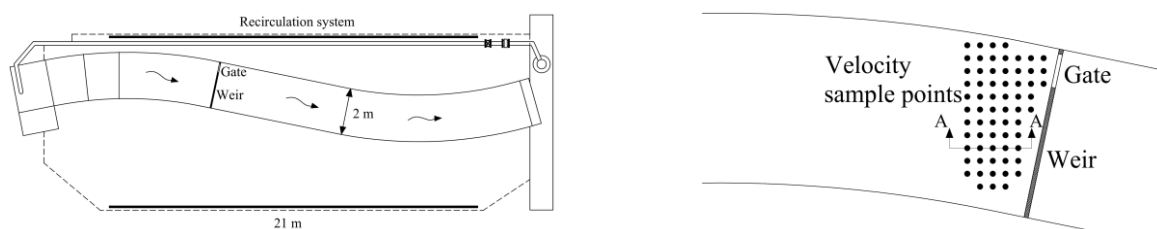


Figure 1. Laboratory model and velocity sample point scheme.

Each test consists of two phases. The first phase is the simulation of the process of clogging, in which the sediment and water are recirculated at constant rate for a certain time (some days) until the upper part of the

model is filled by sediments. The second phase consists in the opening of control gate at the left side of the model such that the flow depth is maintained at the weir crest level and -at the same time- the full discharge flows through the gate.

During each test the incoming sediment transport rate, the water discharge, water depth at the upstream reach were measured. Moreover, the bed was scanned with a LASER device, before and at different steps during the flushing operation. The comparison of the obtained 3D bed elevation maps before and during the flushing allow one to evaluate the dynamics of the scouring process and its evolution in time. Moreover, for Test 2 the velocity field was measured at the end of the scouring process, when the bed had assumed a stable configuration, by means of 3D MicroADV (Sontek). Also the free surface velocity field was measured by means of Particle Tracking Velocimetry technique (PTV) (Sokoray-Varga & Józsa, 2008).

d_{50}	$\Delta=(\rho_s-\rho)/\rho$	w_s^*	θ_{cr}^{**}	Test	Discharge Q	$\theta^{**}=\tau/[(\rho_s-\rho)/d_{50}]$
[mm]	[-]	[cm/s]	[-]		[m ³ /s×10 ⁻³]	[-]
0.7	0.13	1.15	0.035	1	15	0.068
* Settling velocity				2	30	0.104
** Critical and Shields mobility parameter				3	40	0.125

Table 1. Sediment characteristics for laboratory model and tests performed for different discharges.

3 RESULTS

3.1 Sediment removal dynamics

Figures 2a-b show the evolution in time of bed erosion at control gate for Test 1. It can be recognised that at this initial stage the scouring is well developed and concentrated in a limited region close to the gate. It can be recognised that, after its fast formation and development, the scour process does not significantly propagates further upstream, but tends to slowly propagate laterally toward the inner bank.

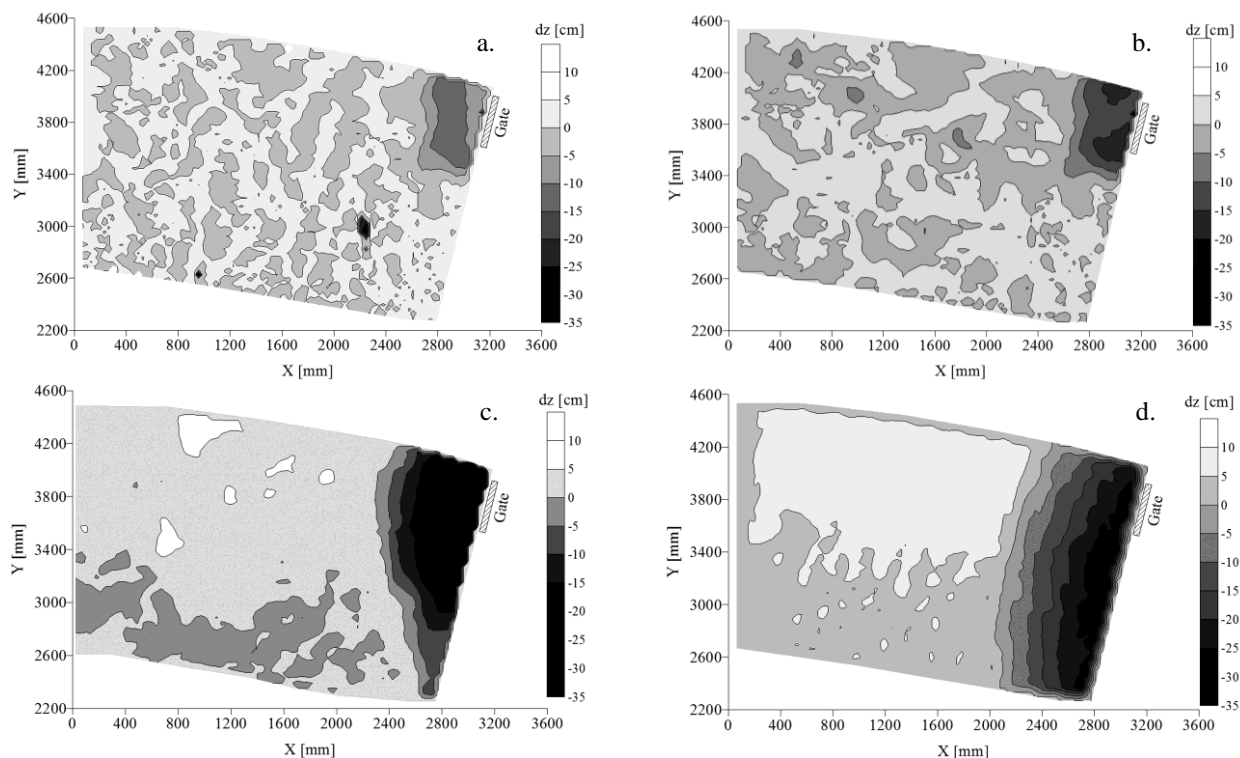


Figure 2. Bed erosion map after flushing operations for different times of gate opening and different flow rates. a. $Q = 15$ l/s at 6 min, b. $Q = 15$ l/s at 75 min, c. $Q = 30$ l/s at 75 min, d. $Q = 40$ l/s at 75 min.

A comparison between Figures 2b-c-d show the final development of scouring hole at the weir for different discharges. It has to be highlighted that for all the tests, the free surface at the weir was maintained constant at the weir crest level. This means that for increasing discharges the velocity field is in the mean

more intense and so potentially more effective in sediment entrainment and flushing. Therefore, one could expect that for higher discharges the planimetric extension of the scour hole tends to increase both toward upstream and lateral directions. On the contrary, as can be recognised from the comparison of Figure 2b-c-d, the dependence of the flowing discharge on the scour development toward the upstream direction is not so evident, but anyway present. On the other side as far as the flushing discharge increases, the lateral evolution of the scour hole in lateral direction is very significant.

Figure 3a represents the evolution of scour length along the upstream direction. For all the flow rates the scour propagation stops after 15 min. Flow rates $Q=30$ l/s and $Q=40$ l/s seems to have comparable scour length evolution in time. So the differences in eroded volume as to be ascribed to lateral erosion process as shown in Figure 3b. Later erosion process in fact, stops after 15 min for $Q=15$ l/s. For $Q=30$ l/s the erosion process seems to continue after first 15 min of experiment, but with a gradient lower than first minutes. Finally, for $Q=40$ l/s the later erosion process finishes after 15 min, but in this case the later erosion at $t=15$ min already involves all the model cross section, so the lateral erosion is denied by the lateral model walls.

Overall, the opening of the control gate for a discharge corresponding to a flood event shows that the effect of opening on sediment removal is localized in proximity of the gate itself. In particular, the opening induces an erosion process which start from the opening and propagates in upstream and lateral directions with a decreasing in time celerity of propagation.

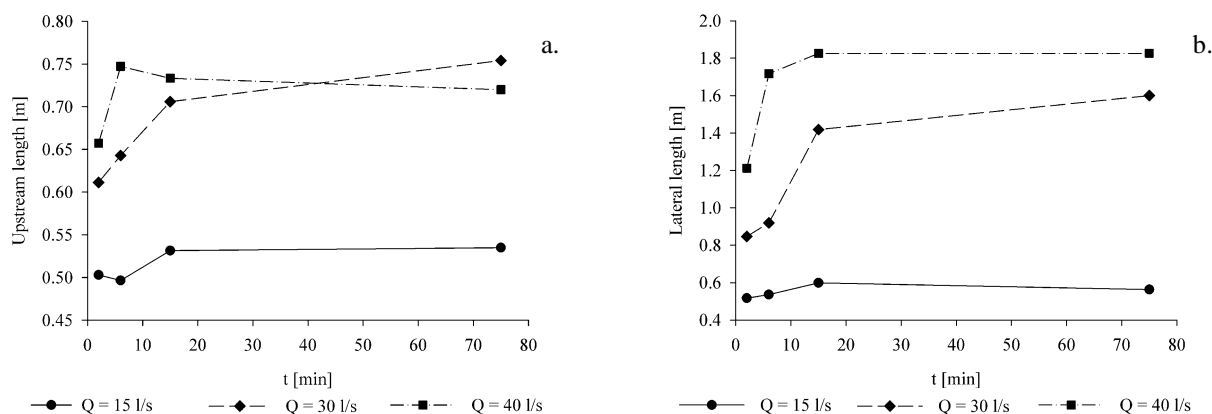


Figure 3. a. Evolution in time of scour length in upstream direction for different flow rates. b. Evolution in time of scour width in lateral direction for different flow rates.

3.2 The velocity field measurements

To better understand the fluid dynamic phenomena that cause the scour formation in proximity of the weir, the velocity field inside the scour is analysed. The velocity measurements are conducted with $Q=30$ l/s at the end of the erosion process, when the bottom can be considered stable.

Figure 4a shows the velocity field as measured with ADV at vertical section A-A in Figure 1. It can be observed that the velocity field in the free surface proximity tends to have a direction towards the weir itself. The velocity at the gate tends to experience an attraction effect with a prevailing downwards direction.

The bottom velocity field at the facing slope of the scour, instead, has a completely opposite evolution, with a tendency to be directed upstream, as shown in Figure 4a.

The bottom velocities can be connected to the lateral erosion phenomenon previously described. The magnitude of these velocities is high (order of 10 cm/s) and therefore supports the sediment erosion process. In term of friction velocity u^* it corresponds to a value of 0.024 m/s and so to a Shields parameter $\theta = 0.64$ that is higher than θ_{cr} .

Given the impossibility to perform, with the ADV, the free surface velocity measurements, it was decided to use the Particle Tracking Velocimetry technique (PTV). PTV measurements highlighted the formation of vertical axis circulations that tends to move laterally from the open region to the inner bank. These circulation are also present in the scour region, but here are not shown.

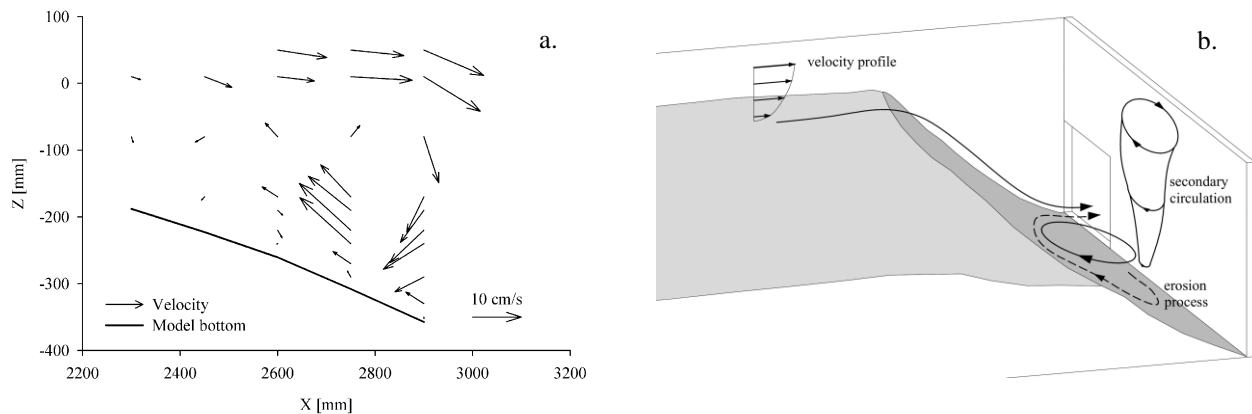


Figure 4. a. Velocity field in the A-A section (from Figure 1). b. 3D scheme of velocity field near the weir in the scour region. Hydrodynamic field (solid lines) and sediment transport field (dashed lines).

The secondary circulation therefore, tends to erode the material laterally and then to direct it towards the gate. The final effect is the lateral erosion process. Based on the ADV and PTV measurements, it is possible to verisimilarly schematize the hydrodynamic field. Figure 4b represents a sketch of the hydraulic dynamics that involves the erosion process. It is possible to observe that the velocity field in the proximity of the scour region is strongly 3D.

4 CONCLUSIONS

The work presented in this article, analyses the localized erosion process near weirs due to flushing operations.

It is possible to observe that for all flow rates used ($Q = 15\text{-}30\text{-}40$ l/s), the main erosion process can be considered concluded in the early minutes of the experiment ($t = 15$ min). The different flow rates tested lead to the increasing lateral excavation extensions for increasing flow rates. In particular for the higher discharges (namely $Q = 40$ l/s in present experiments) the lateral erosion takes place and propagates laterally from the open gate region toward the inner bank.

To understand the fluid dynamic phenomena that causes the erosion located in the proximity of the weir, velocity field is analysed in the scour area.

The velocity measurements with the ADV have allowed to understand the secondary circulation topology that take place within the excavation. In particular, is possible to observe that the velocity field close to the free surface is directed towards the weir. Contrary, the bottom velocity field in the scour region, is directed in upstream direction. Therefore, a horizontal axis recirculation is formed. PTV technique has allows to highlight the velocity field in the upstream undisturbed area and highlights the slowdown phenomenon in the weir proximity and the formation of horizontal circulations in the proximity of the same.

Overall, the combination of horizontal and vertical axis recirculation causes a highly 3D velocity field.

The secondary circulation therefore, tends to erode the material laterally and then to direct it towards the gate. The final effect is the lateral erosion process.

REFERENCES

- Armanini, A. & Righetti M. Fluvial mobile models with light material. In A. Adami, Physical Hydraulic Models past and present: 149-163. Venezia. 2013.
- Habersack, H., Tritthart, M., Liedermann, M. & Hauer, C. Efficiency and uncertainties in micro- and mesoscale habitat modelling in large rivers. *Hydrobiologia*. 729(1), 33–48. 2014.
- Kondolf, G.M., Gao, Y., Annandale, G.W., Morris, G.L., Jiang, E., Hotchkiss, R., Carling, P., Wu, B., Zhang, J., Peteuil, C., Wang, H-W., Yongtao, C., Fu, K., Guo, Q., Sumi, T., Wang, Z., Wei, Z., Wu, C. & Yang C.T. Sustainable sediment management in reservoirs and regulated rivers: experiences from five continents. 2014.
- Sokoray-Varga, B. & Józsa, J. Particle tracking velocimetry (PTV) and its application to analyse free surface flows in laboratory scale models. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 52, 63-71. 2008.

MACRO TEMA VII

Monitoraggio, open-data e software libero

DAT@RESQ: INTEGRAZIONE DI TECNOLOGIE OPEN SOURCE AL SERVIZIO DELLA RICERCA SCIENTIFICA PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI DEFLUSSI IN BACINI IDROLOGICI NATURALI E STRUMENTATI

Silvia Garbin ^{1,2}, Elisa Alessi Celegon ², Pietro Fanton ², Alvise Fiume ², Mauro Tortorelli ², Benhnam Doulatyari ^{3,4}, Mario Schirmer ^{3,4} & Gianluca Botter ¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli Studi di Padova, Via Loredan 20, 35131, Padova, Italia; (2) i4 Consulting S.r.l., Via Barroccio dal Borgo 1, 35124, Padova, Italia; (3) EAWAG Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology, Department of Water Resources and Drinking Water, Duebendorf, Switzerland; (4) University of Neuchâtel, The Centre of Hydrogeology and Geothermics (CHYN), Neuchâtel, Switzerland.

ASPETTI CHIAVE

- *Velocizzare l'attività di ricerca scientifica attraverso l'automatizzazione di procedure di manipolazione dei dati esistenti e della gestione delle simulazioni;*
- *Integrare differenti componenti modellistiche e differenti basi di dati attraverso un'interfaccia grafica di semplice utilizzo;*
- *Facilitare la predisposizione di file di input personalizzati per l'esecuzione di codici di calcolo, l'elaborazione grafica dei dati idrologici e la visualizzazione dei risultati.*

1 INTRODUZIONE

I modelli analitici fisicamente basati costituiscono un efficace strumento per comprendere i processi di formazione dei deflussi a scala di bacino, specie quando vi sia carenza di dati misurati. La diponibilità di diverse fonti di dati e di modelli analitici più o meno complessi che operano a scale differenti in bacini di medio-grandi dimensioni, suggerisce lo sviluppo di una piattaforma software in grado di gestire contemporaneamente dati alfanumerici e cartografici e componenti modellistiche, e di rendere di immediata fruibilità i risultati ottenuti.

L'automatizzazione delle procedure di manipolazione dei dati e della gestione delle simulazioni di calcolo consente di velocizzare la stima della funzione di densità di probabilità delle portate e della corrispondente curva di durata a partire dalle sole caratteristiche climatiche e morfologiche del bacino, e di replicarne l'applicazione ad ogni punto del reticolo idrografico.

Il software sviluppato consente di integrare modelli idrologici complessi e basi di dati, numeriche e cartografiche, attraverso un'interfaccia grafica di semplice utilizzo che permette di svolgere analisi automatiche predefinite ai dati di input dei modelli e di visualizzare i risultati prodotti dalle simulazioni.

La piattaforma software è costituita da un geo-database e da una interfaccia Web personalizzata per il caricamento, la gestione e la modellazione di dati idrologici e la gestione automatica delle simulazioni e dei risultati.

2 L'ARCHITETTURA WEBGIS

La piattaforma sviluppata si compone di soli strumenti open source (Figura 1). Il sistema operativo scelto è Ubuntu Server LTS (Long-Term Support) sul quale sono state installate le componenti di database e archiviazione dei dati da diverse fonti esterne, le componenti di web server, le componenti di consultazione e le componenti di esportazione dei dati in formati idonei all'utilizzo nei codici di calcolo idrologici.

La componente di gestione e archiviazione dei dati utilizza il software PostgreSQL 9.3 con estensione per la gestione dei dati spaziali PostGIS 2.1. Da un punto di vista logico, la piattaforma si compone di due macro categorie: componenti che gestiscono dati alfanumerici e componenti che gestiscono dati cartografici.

L'interfaccia utente WebGIS per la gestione e il caricamento dei dati e dei risultati geo-referenziati è sviluppata con tecnologie Web 2.0. La consultazione avviene attraverso una interfaccia per la gestione dei dati alfanumerici e una interfaccia per la gestione dei dati cartografici. La base dati è alimentata in

automatico da diverse fonti di dati misurati (USGS, NOAA) e consente anche il caricamento di dati in possesso dell'utilizzatore.

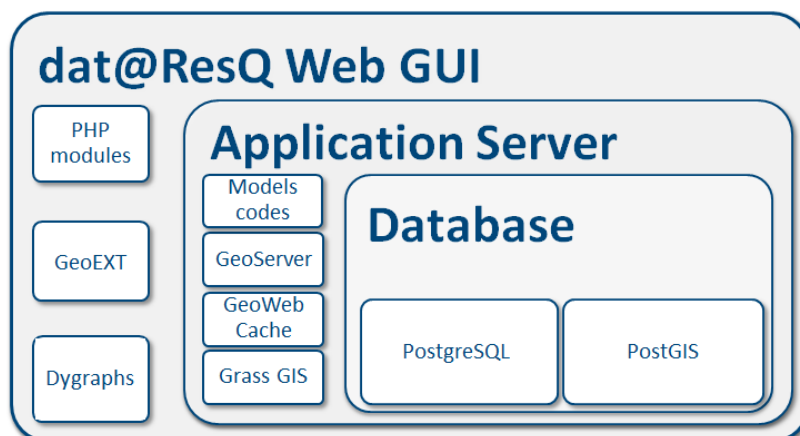


Figura 1. Architettura della piattaforma WebGIS.

2.1 Database

PostgreSQL è un sistema di gestione di database relazionale (RDBMS). Come un server di database, la sua funzione primaria è quella di memorizzare i dati e recuperarli quando richiesto da altre applicazioni software. PostgreSQL è un software open source, libero da costi di licenza ed in continuo sviluppo e aggiornamento.

PostGis è l'estensione spaziale per il database PostgreSQL che fornisce un supporto alle entità geografiche e consente la formulazione integrata in SQL di query di localizzazione e di analisi spaziale.

2.2 Application server

GeoServer è un software server open source scritto in codice Java che permette all'utente di condividere, elaborare e modificare dati geospaziali. Pubblica i dati da qualsiasi fonte di dati spaziali che usa standard aperti: Open Geospatial Consortium (OGC), Web Feature Service (WFS) e degli standard Web Coverage Service (WCS).

GeoWebCache è un'applicazione web Java che consente di accelerare e ottimizzare la restituzione dei dati. Essa implementa molteplici interfacce di servizio per il rilascio di immagini e mappe provenienti da una varietà di fonti come OGC Web Map Service (WMS).

Grass è l'acronimo di Geographic Resources Analysis Support System; si tratta di un Sistema di informazione geografica multiutente utilizzato per la gestione e l'analisi di dati geospaziali, l'elaborazione di immagini, la produzione di grafici e mappe, la modellazione spaziale e temporale e la visualizzazione di dati grafici. Le funzionalità di Grass Gis integrate nella struttura sono:

- Estrazione morfologica della rete idrografica (ricampionamento di raster, definizione delle direzioni di drenaggio, determinazione delle aree cumulate, definizione dei sottobacini);
- Interpolazione di dati climatici (intensità e frequenza della precipitazione ed ET alla scala giornaliera).

Lo strumento di calcolo coniuga il modello stocastico analitico introdotto da *Botter et al.* (2009) associato al metodo di stima dei parametri proposto da *Doulatyari et al.* (2015). Tale metodo di stima utilizza dati di pioggia, di evapotraspirazione potenziale e mappe digitali del terreno sfruttando un modello di bilancio idrico (*Porporato et al.*, 2004) ed un modello per lo studio delle recessioni su base geomorfologica (*Biswal & Marani*, 2010).

Il modello prevede le curve di durata dei deflussi, in assenza di dati di portata e sulla base delle sole caratteristiche climatiche e morfologiche del bacino.

2.3 Web GUI

Per lo sviluppo dell'interfaccia grafica sono stati utilizzati un software di sviluppo rapido (PHP Rapid Application Development) e l'applicazione Web per la composizione e la pubblicazione delle mappe (GeoExt). Dygraph è un modulo per la creazione e gestione di grafici a partire da dati su server.

3 RISULTATI

La piattaforma software dat@ResQ integra automaticamente un geo-database e le simulazioni dei modelli idrologici per la stima delle curve di durata dei deflussi in diversi bacini svizzeri e statunitensi (Figura 2).

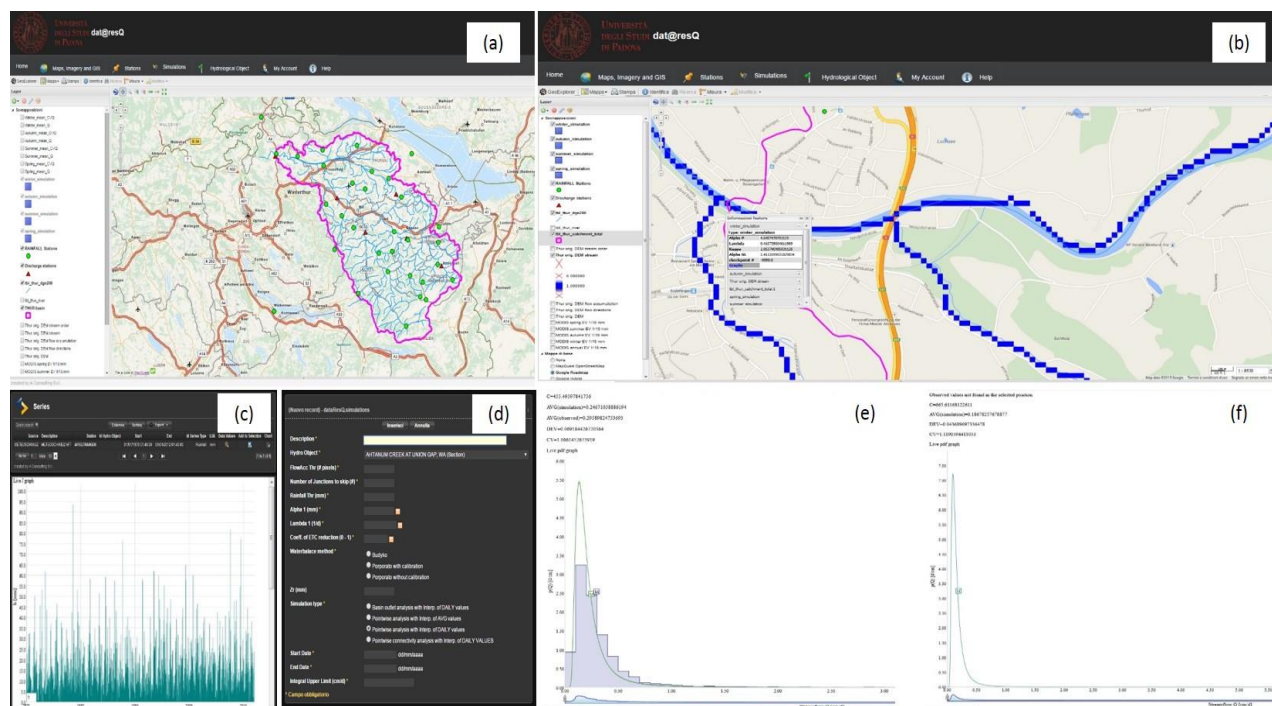


Figura 2. Visualizzazione dei dati e dei risultati mediante l'interfaccia grafica della piattaforma dat@ResQ per il bacino idrografico del Thur. Nel pannello (a) è riportata la visualizzazione dei diversi tematismi, il pannello (b) rappresenta la visualizzazione del raster multibanda su un pixel avente stazione di portata, il pannello (c) illustra la selezione di una stazione di misura della precipitazione e il relativo grafico dei dati, il pannello (d) mostra l'inserimento dei parametri necessari ai modelli per una configurazione nuova simulazione, i pannelli (e) e (f) rappresentano pdf e cdf rispettivamente in un pixel con stazione di portata e in un pixel senza stazione di portata.

La struttura WebGIS è accessibile tramite un menu a tendina mediante il quale l'utente può consultare la banca dati, effettuare richieste ai dati ed eseguire le simulazioni.

La piattaforma è stata sviluppata per lavorare in multiutenza: utenti diversi possono lanciare le proprie simulazioni simultaneamente. Ciascuna simulazione, infatti, è caratterizzata da un codice identificativo univoco.

I dati contenuti nel database e i risultati delle simulazioni possono inoltre essere esportati secondo formati standard o personalizzabili (i.e. compatibili con codici numerici esterni al dat@ResQ sviluppati in ambiente MATLAB) e possono essere facilmente visualizzati su ciascun punto del reticolo idrografico investigato attraverso grafici e mappe spaziali.

A disposizione dell'utente vi è inoltre un set di strumenti utile per l'elaborazione, la gestione e la consultazione di mappe di base (Google, Bing, ecc.) e temi specifici:

- Simulazioni stagionali (output dei modelli implementati);
- Stazioni pluviometriche;
- Stazioni di portata;

- Elaborazioni spaziali di dati idrologici;
- Dati territoriali geografici.

4 CONCLUSIONI

La piattaforma si dimostra essere uno strumento utile a supporto della modellazione idrologica per la stima dei regimi di deflusso, rendendo fruibili i modelli e i risultati per nuovi sviluppi scientifici di ricerca applicata.

Il punto di forza dello strumento consiste nella sua struttura modulare in cui ciascuna componente modellistica (i.e. metodi di interpolazione delle piogge, modelli di separazione dei deflussi, modello di deflusso per recessione geomorfologica, ecc.) è separata dalle altre. Questa scelta consente, dunque, in qualsiasi momento di aggiungere e/o aggiornare i moduli analitici, di utilizzare set di dati di input differenti e di applicare agilmente il framework ad altri casi studio. Inoltre, la capacità di integrare in modo spazialmente esplicito dati idrologici di natura diversa e i risultati delle simulazioni, consente all'utente una facile e veloce elaborazione dei dati e visualizzazione dei risultati.

A partire dalla definizione del tipo di regime idrologico e dalla diversa variabilità dei deflussi ad esso associata ottenuti dalla piattaforma, è possibile integrare una nuova serie di processi controllati dal regime fluviale. Futuri sviluppi potranno quindi interessare l'impatto dei cambiamenti climatici sulle risorse idriche, la simulazione di scenari di gestione in bacini idrografici naturali e strumentati, utilizzando in alternativa dati di precipitazioni sintetiche, le dinamiche di connettività eco-idrologica, l'approvvigionamento idrico e il trasporto solido.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Biswal, B., & Marani, M. Geomorphological origin of recession curves, *Geophysical Research Letters*, 2010, 37.
- Botter, G., Porporato, A., Rodriguez-Iturbe, I. & Rinaldo, A. Basin-scale soil moisture dynamics and the probabilistic characterization of carrier hydrologic flows: Slow, leaching-prone components of the hydrologic response, *Water Resources Research*, 2007, 43.
- Botter, G., Porporato, A., Rodriguez-Iturbe, I. & Rinaldo, A. Nonlinear storage-discharge relations and catchment streamflow Regimes, *Water Resources Research*, 2009, 45.
- Botter, G., Basso, S., Rodriguez-Iturbe, I. & Rinaldo, A. Resilience of river flow regimes. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, 2013.
- Dawes, N., Lehning, M., Bavay, M., Iosifescu, I., Sarni, S., Gwadera, R., Scipión, D. E., Blanchett, J., Davison, A., Berne, A., Hurni, L., Aberer, K. & Parlange, M. B. Open Support Platform for Environmental Research (OSPER) – tools for the discovery and exploitation of environmental data, *AGU Fall Meeting*, San Francisco, December 2012.
- Doulatyari, B., Betterle, A., Basso, S., Biswal, B., Schirmer, M. & Botter, G. Predicting streamflow distributions and flow duration curves from landscape and climate, *Advances in Water Resources*, 2015, 83, 285-298.
- Milly, P. C. D., Dunne, K. A. & Vecchia, A. V. Global pattern of trends in streamflow and water availability in a changing climate, *Nature*, 2005, 438(7066), 347-350.
- Porporato, A., Daly, E. & Rodriguez-Iturbe, I. Soil water balance and ecosystem response to climate change, *American Naturalist*, 2004, 164.

IASMHYN: AN OPEN SOURCE WEB MAPPING TOOL FOR SOIL WATER BUDGET AND AGRO-HYDROLOGICAL ASSESSMENT TROUGH THE INTEGRATION OF MONITORING AND REMOTE SENSING DATA

Stefano Bagli¹, Alberto Pistocchi², Giacomo Bertoldi³, Marco Borga⁴, Johannes Brenner³, Paolo Mazzoli¹, Valerio Luzzi¹ Damiano Zanutelli⁵

(1) GECOsistema srl, viale G. Carducci, 15, I-47023 Cesena (FC). R&D Unit Suedtirol. Via Maso della Pieve/Pfarrhofstr., 60A – 39100 Bolzano/Bozen, Italy; stefano.bagli@gecosistema.it; (2) European Commission DG JRC, Institute for Environment and Sustainability / Water Resources Unit. Via E. Fermi, 2749 – 21027 Ispra (VA) Italy; alberto.pistocchi@jrc.ec.europa.eu; (3) ³ EURAC Research, Institute for Alpine Environment; viale Druso, 1 – 39100 Bolzano, Italy; giacomo.bertoldi@eurac.edu (4) Department of Land and Agroforest Environments, University of Padova, AGRIPOLIS, viale dell'Università, 16, IT-35020 Legnaro, Italy; marco.borga@unipd.it; (5) Free University of Bozen damiano.zanutelli@unibz.it

KEY POINTS

- Climate change, increasing pressures on farmland to satisfy the growing demand, and need to ensure both competitiveness and environmental quality for agriculture require an increasing capacity of water management.
- Open source and web-based tools for forecasting and monitoring the hydrological conditions of topsoil can be an effective means to save water, maximize crop protection and reduce soil loss and the leaching of pollutants.
- IASMHYN is an open-source web mapping service designed to provide and update on a daily basis the main water budget variables for farmland management.

1 INTRODUCTION

Climate change, increasing pressure on farmland to satisfy the growing demand, and the need for agriculture to ensure both competitiveness and environmental quality require an increasing capacity of water management. In this context, web-based for forecasting and monitoring the hydrological conditions of topsoil can be an effective means to save water, maximize crop protection and reduce soil loss and the leaching of pollutants.

The “Improved management of Agricultural Systems by Monitoring and Hydrological evaluation” (IASMHYN) tool is a web mapping service designed to provide and update the main water budget variables for farmland management on a daily basis. IASMHYN is a service for “second level monitoring”, that takes into account accurate hydro-meteorological information’s from ground stations and remote sensing sources, and turns them into practically usable decision variables for precision farming. IASMHYN makes use of geostatistical analysis and hydrological models, developed using exclusively open source libraries (R-packages and Python). Particular, the framework is implemented in the R environment for statistical computing and uses the gstat (Pebesma, 2004) and stats (R Development Core Team, 2012) packages.

IASMYHN performs the following operations:

- (1) Automatic acquisition of observed data, both from ground stations and remote sensing, concerning precipitation and land surface temperature, available from various sources;
- (2) Interpolation of acquisitions through regression kriging in order to spatially map the meteo data;
- (3) Run of hydrological models to obtain spatial information of hydrological soil variables (Soil Water Content SWC, Evapotranspiration ET, infiltration and runoff, potential erosivity and soil residence time) of immediate interest in agriculture.

The results that are produced in real time are available through a web interface and provide the user with spatial maps and time series of the mentioned variables, supporting decision on irrigation, soil protection from erosion, pollution risk of groundwater and streams.

The Graphical User Interface (GUI) is developed with PHP using a WordPress framework while the database is developed using spatiaLITE. The GUI and all the calculations are accessed through the user web browser. A beta version of the system is available through gecosistema.com/iasmhyn.

Figure 1 shows the main components of the IASMHYN Framework and their connections.

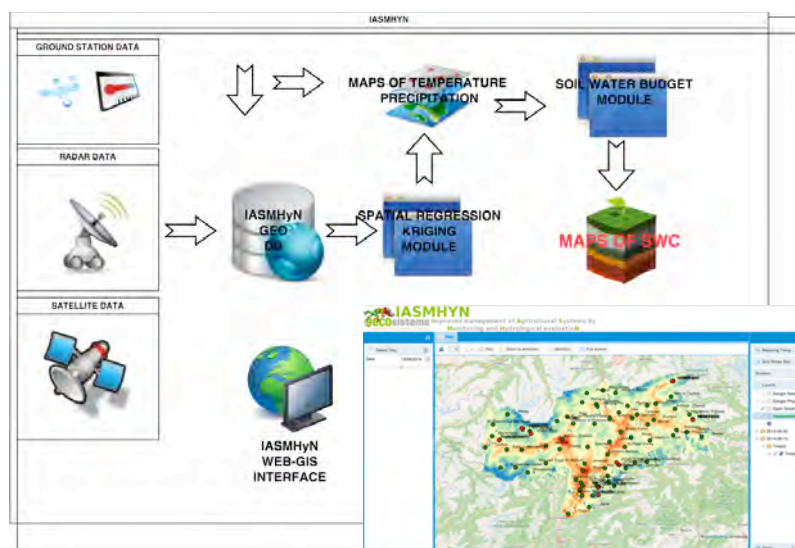


Figure 1. the IASMHYN framework

2 STUDY AREA AND DATA

A proof of concept of IASMHYN web mapping service has been developed and is currently available for the territory of South Tyrol (Province of Bolzano). The service can be easily extended and implemented for other areas of interest, in case the input data requested by the models embedded in the tool are available.

South Tyrol (Province of Bolzano) is located on the northern border of Italy covering an area of 7400 km². Being a mountain region, only 13% of the land surface is cultivated, mainly by managed meadows (66%), apple orchards (21%) and vineyards (6%).

The hydro-meteorological information available and processed with a daily time-step includes:

- Daily Temperature (Mean, Max, Min) and precipitation from the network of weather stations made available by Hydrographic Service of the Province of Bolzano;
- Level 3 MODIS Land Surface Temperature (LST) 8-days satellite images provided by EURAC;
- Radar data (reflectivity and ground level rainfall amount) made available from Hydrographic Service from a C-band (5.3 cm wavelength), Doppler radar antenna installed on the Monte Macaion peak.

Evapotranspiration (ET), Soil Water Content (SWC) and Soil hydrogeological parameters from the MONALISA project (<http://www.monalisa-project.eu>) stations network provided by EURAC were also used for model verification.

As discussed below, radar and Level 3 MODIS LST data were used as external drift in regression kriging and multiquadratic fitting algorithm in order to spatially predict temperature and precipitation, as detected from the Meteorological network stations. In order to validate the daily spatial prediction of rainfall, temperature, evapotranspiration and soil water content provided by the tool, a validation and benchmarking procedure was developed for the time period from 2013 to 2015

3 METHODS

IASMHYN deploys an operational service of Spatially distributed precipitation (SDP) and temperature (SDT) that may be of direct use for spatially distributed hydrological modeling, and provide data layers suitable for assimilation in (or as calibration benchmark for) numerical weather prediction (NWP) models. Daily SDT maps of mean, minimum and maximum Temperature are produced recurring to an automated mapping framework based on spatio-temporal regression kriging as described in Kilibarda *et al.* (2014) as a function of latitude, longitude, elevation, geometrical temperature, MODIS LST images and topographic

layers (DEM, TWI) as covariates of temperature measurements from the network of meteorological stations in South Tyrol (Province of Bolzano).

Raingauges and weather radar, the most common and readily available sources for estimating rainfall at a catchment scale (*Delrieu et al., 2009*), are used to generate rainfall daily SDP. Tipping-bucket rain-gauge networks, despite their known problem, are deemed to give the most accurate point estimates of rainfall: however, the networks rarely have the desired spatial density for hydrological modelling applications. Weather radars can give good qualitative areal estimates of rainfall across extensive areas at fine spatial and temporal resolutions but lack the quantitative accuracy of rain-gauge networks (e.g. *Delrieu et al., 1989*). Methods that interpolate between gauge-adjustment factors, calculated by comparing raingauge values with coincident radar pixel values at time resolutions ranging from 5 min to one day, provide spatially varying adjustment factors and range from moderately complex co-Kriging techniques (e.g. *Krajewski, 1987*) to simpler multiquadric surface fitting techniques (*Goudenhoofd and Delobbe, 2009*). The multiquadric surface fitting technique is chosen here to merge raingauge and radar data, as it is relatively efficient computationally, easily implemented and has been shown to improve rainfall estimation, particularly for heavy rainfall events (*Goudenhoofd and Delobbe, 2009*).

The daily step model described in *Pistocchi et al. (2008)*, has been implemented in a Python routine and is used for point-wise calculation of the soil water balance. Day by day, soil water content is updated on the basis of the above calculations. Besides parameters representing physical characteristics of the soil, which can be in principle determined by experimental measurements, the model requires input of the parameter L (soil thickness). The model has been extensively validated (see *Pistocchi et al., 2008*) and has been used for benchmarking with satellite-derived soil moisture products (*Santi et al., 2013*).

4 VALIDATION AND RESULTS

The daily SDP, SDT, ET and SWC products deployed by IASMHYN have been cross-validated with direct measurements from agricultural sites in the region, in the framework of the MONALISA project. A comparison with physical based models, such as GEOTop (*Rigon et al., 2006*), satellite imagery and radar data will allow further generalization of the product. In the following figures we show some illustrative results.

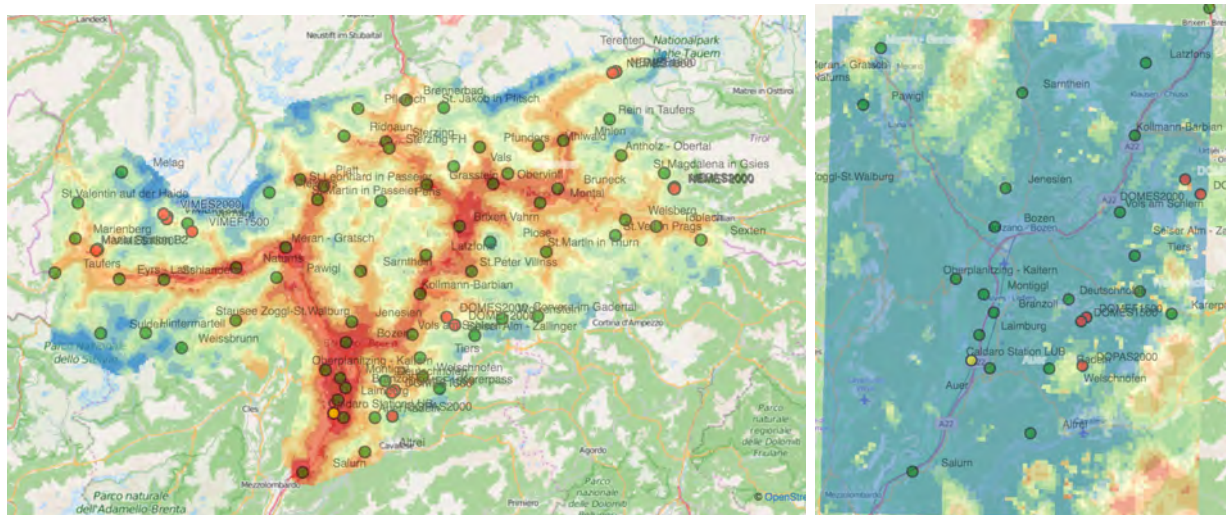


Figure 2. mean SDT and daily SDP – 16/07/2014

The model produces SDP and SDT that reflect closely measured values (see Figure 2). The simulated SWC is in good agreement with measurements at available sites (see Figure 3).

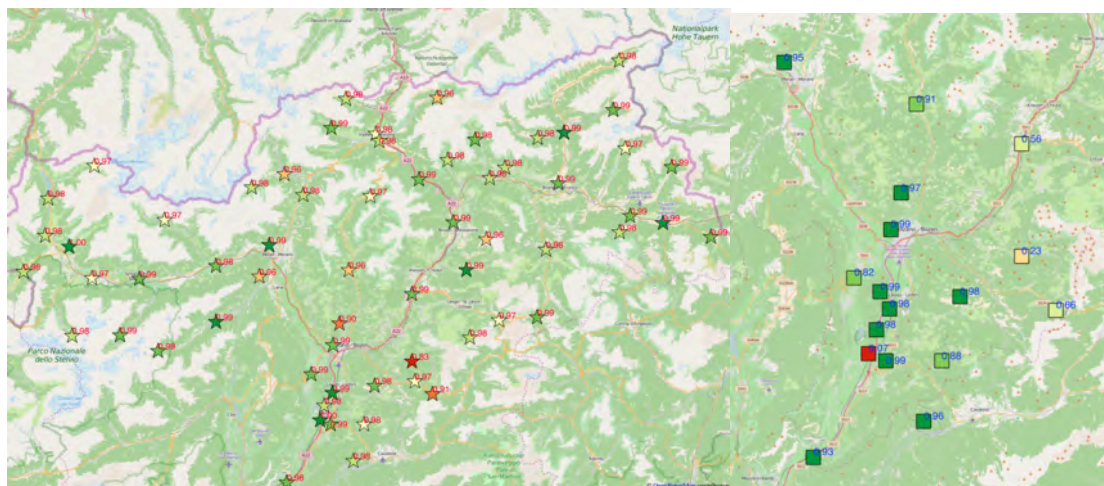


Figure 2. Daily Mean Temperature and Daily Rainfall jack-knifing cross-validation Nash-Sutcliffe results – period 2013-2014

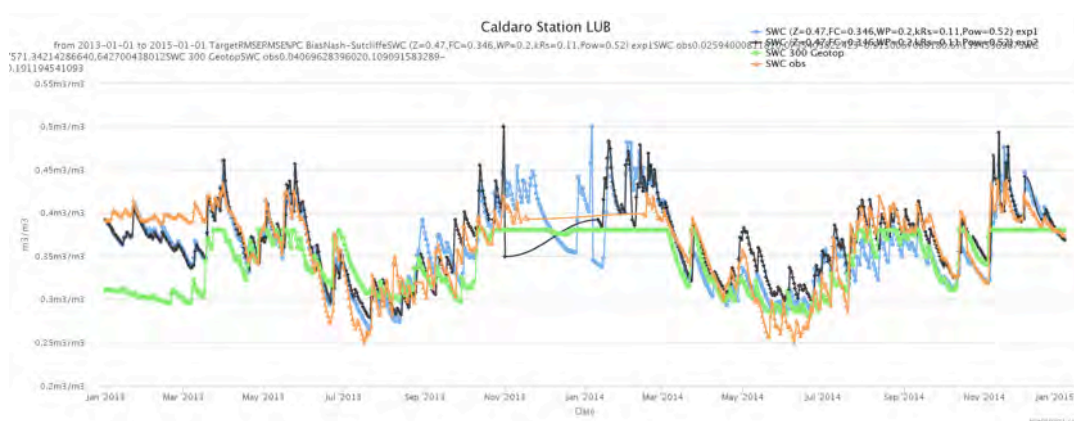


Figure 3. SWC in Caldaro test-site observed (orange) Vs predicted (blue/black) and Vs Geotop (green) model – period 2013-2014

5 CONCLUSIONS

The IASMHYN tool enables spatially distributed assessment of the topsoil water balance, making effective use of available measurements from both ground stations and remote sensing. The tool is deployed to support decisions on soil water management in agriculture and may be part of the tools supporting adaptation to changing water availability and effective use of resources under increasing and competing pressures.

REFERENCES

- Pebesma, E. J. Multivariable geostatistics in S: the gstat package, *Computers & Geosciences* 30 (2004) 683–691
- Kilibarda, M., T. Hengl, G. B. M. Heuvelink, B. Gräler, E. Pebesma, M. Perc'ec Tadić, and B. Bajat (2014), Spatio-temporal interpolation of daily temperatures for global land areas at 1 km resolution, *J. Geo- phys. Res. Atmos.*, 119, 2294–2313, doi:10.1002/2013JD020803
- R Core Team (2012). R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. ISBN 3-900051-07-0, URL <http://www.R-project.org/>
- Delrieu, G., Braud, I., Berne, A., Borga, M., Boudevillain, B., Fabry, F., Freer, J., Gaume, E., Nakakita, E., Seed, A., Tabary, P., Uijlenhoet, R., 2009: Weather radar and hydrology. *Advances in Water Resources*, 32 (7), 969-974.
- Krajewski, W. F., 1987: Cokriging of radar-rainfall and rain gage data, *J. Geophys. Res.*, 92, 9571–9580
- Goudenhoofd, E., Delobbe, L., 2009: Evaluation of radar-gauge merging methods for quantitative precipitation estimates. *Hydrology and Earth System Sciences*, 13 (2), 195-203.
- Rigon, R., Bertoldi, G., & Over, T. M. (2006). GEOTop: A Distributed Hydrological Model with Coupled Water and Energy Budgets. *Journal of Hydrometeorology*, 7, 371–388.
- Pistocchi, A., F. Bouraoui, and M. Bittelli (2008), A simplified parameterization of the monthly topsoil water budget, *Water Resour. Res.*, 44, W12440, doi:10.1029/2007WR006603.
- Santi E., S.Paloscia, C.Notarnicola, L.Pasolli, A.Pistocchi, Comparison between SAR soil moisture estimates and hydrological model simulations over the scrivia test site. *Sensors*, Submitted, 2013.

RESEARCH REPRODUCIBILITY AND REPLICABILITY: THE CASE OF NEWAGE-JGRASS

Marialaura Bancheri¹, Giuseppe Formetta², Francesco Serafin¹ & Riccardo Rigon¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Università degli Studi di Trento; (2) Natural environmental research council, Centre for Ecology and Hydrology, Wallingford, Oxfordshire, UK.

KEY POINTS :

- *Why is important for research to be reproducible and replicable: main steps, strategies and tools.*
- *Hydrological modelling by components: the case of NewAge-JGrass and Object Modelling System.*
- *An example of a replicable modelling solution.*

1 INTRODUCTION: RESEARCH REPRODUCIBILITY AND REPLICABILITY

Science must be reproducible and replicable. This is a very general statement, but what does it mean exactly? It means that everyone should be able to take what you write, the experiments you did, the mathematics you drew and do it again, obtaining the same results. This statement is as general as difficult to achieve, and there are some efforts that can be made by scientists towards the reproducibility and replicability of the research. The reproducibility infers with the possibility of obtaining the same results from the scratch, starting only from the text description and using different tools in different contexts. This is possible, for example, clearly defining all the concepts and maintaining the consistency of the notation between the papers on the same topic. Important elements of many modern papers are also the tools and the codes used in models. Many traditional hydrological models are implemented as a monolithic block, making them difficult to understand and to verify, even when the source code and the related resources are available (Rizzoli et al, 2004). This prevents the replicability of research and, often, also the use of the tools, and hinder the development of science.

To improve the situation, the very first step should be share your methods and make public any source code, under a copyleft license (for instance GPL v 3.0). In this way everyone can have access to your code, use it and, in most case, improve it. Building something 'quick and dirty', assuming an indefinitely cleaning up, is something that could be easily avoided with open code, since it can be an incentive to the authors for a better quality code, (Easterbrook, 2014). The second step is providing a good documentation, with example of runs and references. This helps other researchers, and also you, in all future uses and improvements of the code. Another further step is using software infrastructures or framework, also useful for visualization and data processing for high volumes of inputs and outputs. They allow the separation of the model into well-defined components, able to communicate and exchange data at run-time. Handling with small components, each referring to different processes, inter-connectable and interchangeable, increases easier coding and maintenance, adds flexibility of the entire model and opens to future developments.

2 JGRASS-NEWAGE AND OBJECT MODELLING SYSTEM V 3

NewAge, (Formetta et al., 2011, 2013, 2014) is a semi-distributed hydrological system for modeling and forecasting the hydrology and related resources. It is deployed using the object-oriented modeling framework (OMS version 3, David et al., 2013), JGrasstools, and Geotools. OMS3 is an open source project designed for environmental model development. It allows to create science simulation components, which can be connected to develop environmental models, and easily modify/adjust them with changing requirements. Thanks to this framework, NewAge components can be selected, adopted, and connected at run-time according to the modeler needs, providing a variety of modeling solutions, without rewriting the whole model. Different components simulate different hydrological processes, or human actions. Obviously to make it more effective, the modelling system can be used with many other open source tools such as R-project, gvSIG GIS, the web-based Git repository hosting service GitHub and other collaborative sharing tools, such as Authorea.

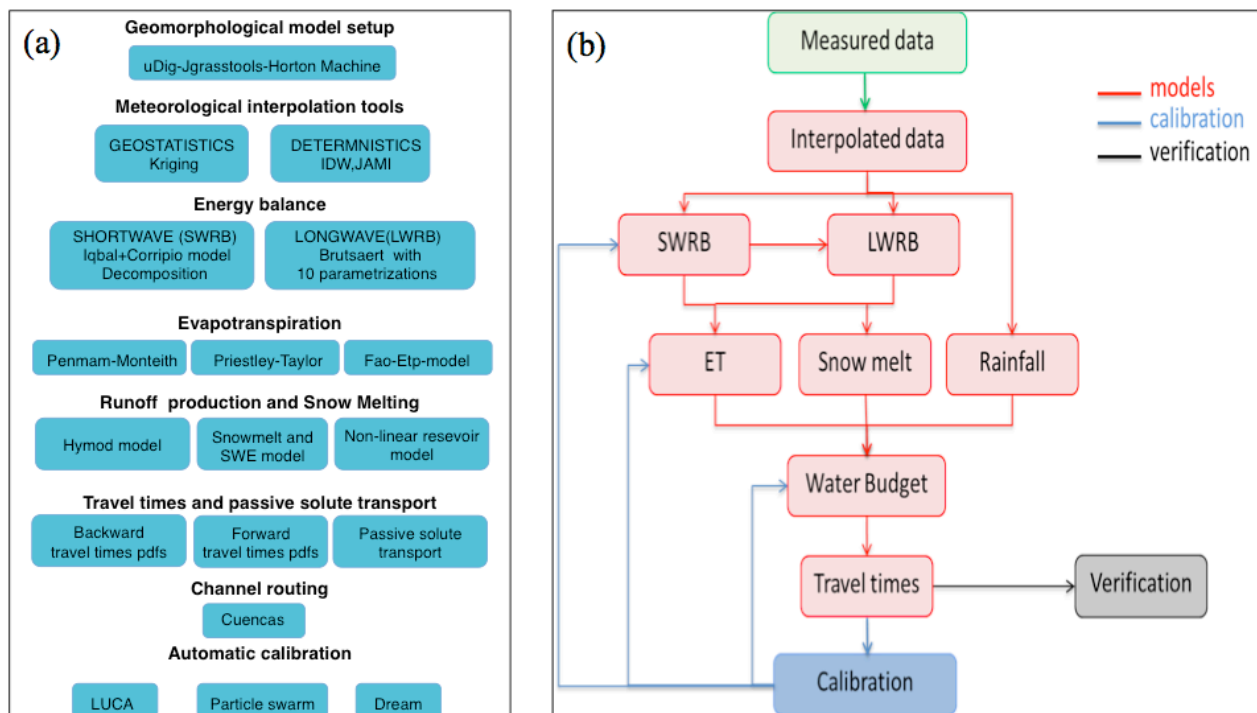


Figura 1. Panel (a) NewAge-JGrass hydrological model: each block is a component and represents an hydrological process. The components are linkable and interchangeable, allowing the user to obtain his own hydrological model, without rewriting the whole code. Panel (b) A modeling solution example: connection of the component from the input data to the output travel times

NewAge, whose tools are represented in figure 1a, operates at various temporal (either hourly or daily time steps) and spatial aggregation levels throughout the watershed. After a preliminary geomorphological model setup, made with the JGrasstools, it is possible to interpolate the meteorological variables (such as air temperature, precipitation) by a geostatistic approach, with the Kriging (Goovaerts, 1997), or a deterministic approach, with the Inverse Distance Weighting (IDW) (Cressman, 1959) or JAMI (Formetta et al., 2013). Different algorithms have been implemented to compute the energy balance including both shortwave and longwave radiation calculation components. Evapotranspiration can be modelled using the Penman-Monteith (Monteith, 1965), Fao-Evapotraspiration (Allen et al., 1998) and the Priestley-Taylor (Priestley and Taylor, 1972) models. All the previous can be then connected to the snow melting and snow water equivalent components. Adige-Hymod is the runoff production model by means of which the discharge generated at each hillslope is routed to each associated stream link. The residence time theory, i.e. the estimation of travel times of water, has been also implemented, including a novel theoretical framework. All modelling components can be calibrated using one of the automatic calibration algorithms such as Particle Swarm optimization (Kennedy et al., 1995) algorithm, DREAM (Vrugt et al., 2009) and LUCA (Hay et al., 2006).

3 AN EXAMPLE OF A REPLICABLE MODELLING SOLUTION.

The diagram in figure 1b shows an example on how to connect the components for a complete modeling solution, i.e. a composition of components that perform a modeling task. In particular, this modeling solution solves the travel times master equations (Rigon et al., 2016). The solution follows an “out-to-in” scheme in which the output of a component is the input of the following one. According to this scheme, the interpolation component receives in input the measured data and gives in output the interpolated data, which feed the energy balance models. The shortwave and the longwave radiations allow to compute the snow melting and the evapotranspiration. Together with the interpolated rainfall, snow melting and the evapotranspiration constitute the input of the water budget component. Once obtained the water storage, we can, finally, solve the travel times estimation problem. This modeling solution includes also a calibration and a verification procedure. The calibration procedure allows to estimate site-specific parameters of the models in order to fit measured data. Eventually, the verification is performed by using several goodness of fit

estimator, such as the Kling-Gupta Efficiency (KGE) (Gupta *et al.*, 2009) and the root mean square (RMSE) deviations. All the exchanges of data happen, obviously, in memory.

The above modelling solution does not represent an example of replicable research by itself. It becomes such because the source code and the modeling solution are made available with the required data and because the encapsulation of the source code in components make them easier to be inspected by third parties. All the code, the tests and resources are available on <https://github.com/geoframecomponents> and the documentation is made available at <http://geoframe.blogspot.com>.

REFERENCES

- Allen R.G., Pereira L.S., Raes D., Smith M., et al. Crop evapotranspiration-guidelines for computing crop water requirements-fao irrigation and drainage paper 56. FAO, Rome, 1998.
- Cressman, G.P.. An operational objective analysis system. Monthly Weather Review, 1959.
- David, Olaf, et al. "A software engineering perspective on environmental modeling framework design: The Object Modeling System." *Environmental Modelling & Software* 39 (2013): 201-213.
- Easterbrook, Steve M. "Open code for open science?." *Nature Geoscience* 7.11 (2014): 779-781.
- Formetta, G., et al. "The JGrass-NewAge system for forecasting and managing the hydrological budgets at the basin scale: models of flow generation and propagation/routing." *Geoscientific Model Development* 4.4 (2011): 943-955.
- Formetta, Giuseppe. Hydrological modelling with components: the OMS3 NewAge-JGrass system. Diss. University of Trento, 2013.
- Formetta, G., et al. "Hydrological modelling with components: A GIS-based open-source framework." *Environmental Modelling & Software* 55 (2014): 190-200.
- Goovaerts, P. Geostatistics for natural resources evaluation. Oxford University Press, USA, 1997.
- Gupta, H., Kling, H., Yilmaz, K., and Martinez, G.: Decomposition of the mean squared error and NSE performance criteria: Implications for improving hydrological modelling, *J. Hydrol.*, 377, 80–91, 2009.
- Hay L.E., Leavesley G.H., Clark M.P., Markstrom S.L., Viger R.J., and Umemoto M.. Step wise, multiple objective calibration of a hydrologic model for a snowmelt dominated basin1. JAWRA Journal of the American Water Resources Association, 2006.
- Kennedy J. and Eberhart R. Particle swarm optimization. In *Neural Networks, 1995. Proceedings., IEEE International Conference on*, 1995.
- Monteith J.L.. Evaporation and environment. In G.E. Fogg, editor, *Symposium of the Society for Experimental Biology, The State and Movement of Water in Living Organisms*, New York, 1965. Academic Press, Inc.
- Priestley C. H. B. and Taylor R. J.. On the assessment of surface heat flux and evaporation using large-scale parameters. *Monthly Weather Review*, February 1972.
- Rigon R., " Theory and Practice of Reproducible Research" Ph.D days, Trento, July 6, 2015 (<http://abouthydrology.blogspot.com/search/label/Reproducible%20Research>)
- Rigon R., Bancheri M., Green T. R. Age-ranked hydrological budgets and the travel time description of catchment hydrology, to be submitted to Hess, 2016.
- Vrugt, J., Ter Braak, C., Diks, C., Higdon, D., Robinson, B., and Hyman, J.: Accelerating Markov chain Monte Carlo simulation by differential evolution with self-adaptive randomized subspace sampling, *Int. J. Nonlin. Sci*, 2009.

PIGAL: PORTALE IDROLOGICO GEOGRAFICO DI ARPA DELLA LOMBARDIA

Michele Russo¹, Matteo Cislighi¹, Umberto Pellegrini¹

(1) Agenzia per la Protezione dell'Ambiente della Lombardia (ARPA)

ASPETTI CHIAVE

- Geo-Portale idrologico completamente realizzata utilizzando Software Free e Open-Source (MapServer, Pmapper, Grass-GIS, Apache, Linux).
- Pubblicazioni di dati idrologici “in tempo reale”, di serie storiche e di elaborazioni idrologiche sul territorio lombardo.
- Pubblicazione WMS, WFS e tramite web browser delle informazioni, direttamente accessibili all'utente.

1 GEO-PORTALE IDROLOGICO DI ARPA LOMBARDIA

La U.E. (Direttiva 2003/4/EC) e il Governo Italiano (Dlgs 195/2005) hanno promosso a livello legislativo la libera diffusione delle informazioni e dei dati ambientali da parte delle Pubbliche Amministrazioni. ARPA della Lombardia ha il compito di raccogliere e diffondere ai cittadini dati ambientali, tra cui quelli idrometeorologici. Per rispondere più efficientemente alle richieste dei cittadini ed enti istituzionali è stato sviluppato un portale geografico per la pubblicazione e la diffusione online dei dati idrologici interamente basato su Software Libero e Open-Source.

PIGAL permette un accesso immediato alle informazioni da parte degli utenti. Le normali procedure di accesso al dato, attraverso richieste formali o i consueti canali istituzionali, sono eliminate. I tempi di attesa sono così annullati e contestualmente, per ARPA, sono rese disponibili maggiori risorse per la produzione di un dato di qualità.

Su PIGAL è possibile accedere sia alle informazioni in tempo reale (con aggiornamento ogni 10 minuti) che alle serie storiche o elaborazioni statistiche. Questo consente agli utenti sia di poter seguire l'evoluzione degli eventi idrometeorologici nel corso del loro accadimento sia di poter effettuare successive analisi degli stessi.

Per aiutare l'utente nella consultazione del portale è disponibile una guida in linea con la struttura del sito e con le istruzioni sul suo funzionamento. Per ogni tematismo è consultabile un testo breve con la descrizione delle informazioni in esso contenute, con eventuali approfondimenti su metodologie e tecniche di elaborazione.

2 DATI PUBBLICATI

Le informazioni pubblicate su PIGAL rispondono agli standard dell'Open Geospatial Consortium (OGC, Direttiva 2007/2/CE) e consistono in dati in tempo reale, serie storiche, elaborazioni idrologiche oltre a dati amministrativi e basi cartografiche.

Nel dettaglio:

- Dati in “tempo reale”: ultimo dato (aggiornato ogni 10 minuti) registrato delle seguenti grandezze: altezza idrometrica, portata, precipitazione cumulata a 1, 3, 6, 9, 12 e 24 ore con relativo tempo di ritorno, altezza della neve al suolo e temperatura dell'aria. L'interrogazione delle stazioni permette la visualizzazione di grafici relativi all'andamento della variabile nel corso dell'ultima settimana o delle ultime 24 ore.
- Reti dei sensori idro-nivo-meteo di ARPA Lombardia. Permette la visualizzazione, per tipologia di sensore, della rete di monitoraggio di ARPA. L'interrogazione delle stazioni permette di essere reindirizzati direttamente al form per il download dei dati.
- Dati storici: viene visualizzata la posizione delle stazioni storiche meccaniche dell'ex-SIMN. Interrogando una stazione è possibile scaricare tutti i dati disponibili (precipitazioni, temperature

massime e minime e/o livello idrometrico).

- Portate, Colmi di piena, stima probabilistica delle portate al colmo, scale di deflusso storiche/attuali associate ai principali idrometri della rete di monitoraggio di ARPA Lombardia.
- Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica 1-24 ore e 1-5 giorni. È possibile ottenere puntualmente sia i valori dei parametri sorgente che i valori pre-calcolati dei massimi di precipitazione previsti per durate 1-24 ore o 1-5 giorni per differenti tempi di ritorno.
- Principali bacini idrologici lombardi, grandi dighe, parametri di assorbimento del terreno per la Valtellina e la Val Chiavenna, modello digitale del terreno del bacino del Lago di Como comprensivo dei territori svizzeri
- Basi cartografiche del territorio lombardo, ortofoto, limiti amministrativi, carta tecnica regionale etc...

3 MODALITÀ PUBBLICAZIONE

I dati e le mappe sono pubblicati attraverso due mezzi di diffusione:

- consultazione via browser web delle informazioni attraverso una pagina web dedicata (<http://idro.arpalombardia.it>).
- servizi WMS (http://idro.arpalombardia.it/cgi-bin/mapserv?map=/var/www/idro/pmapper-4.0/config/wms/pmapper_wms.map) e WFS (http://idro.arpalombardia.it/cgi-bin/mapserv?map=/var/www/idro/pmapper-4.0/config/wfs/pmapper_wfs.map) così da rendere possibile la consultazione dei dati direttamente all'interno di applicativi GIS (Qgis, ESRI-ArcGis).

4 STRUTTURA DEL GEO-PORTALE

Elenco del Software Open Source utilizzato per la realizzazione di PIGAL:

- Apache HTTP Server, server web per la gestione della pubblicazione online e della sicurezza del Geo-Portale. (<https://www.apache.org>)
- MapServer, ambiente multiplatforma di sviluppo e fruizione Open Source finalizzato alla rappresentazione di dati geospaziali. (<http://mapserver.org>)
- Pmapper, interfaccia-web per la visualizzazione dei dati. (<http://www.pmapper.net>)
- Grass-GIS, programma GIS per la creazione degli shapefile pubblicati sul Geo-Portale. (<http://grass.osgeo.org>)
- Sistema Operativo Linux, PHP, linguaggio di shell scripting, linguaggio awk, programma gnuplot.

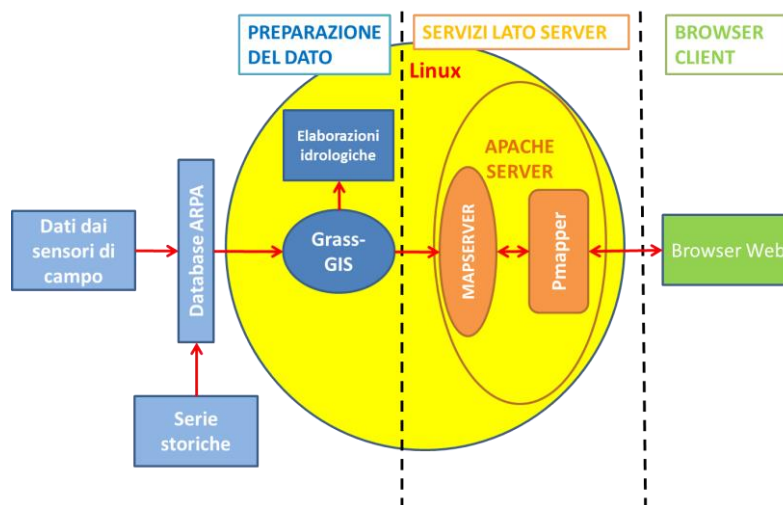


Figura 1. Schema della struttura del Software utilizzato per la realizzazione del geo-Portale idrologico di ARPA Lombardia.

5 PRINCIPALI FUNZIONI DI PIGAL

L'utente per consultare PIGAL deve semplicemente collegarsi tramite un comune browser web all'indirizzo <http://idro.arpalombardia.it>, senza la necessità di scaricare ed installare software o plug-in dedicati. Le funzioni messe a disposizione dell'utenza comprendono, oltre alle principali opzioni di navigazione di un software GIS, anche la possibilità di scaricare dati, tabelle, immagini e documenti:

- Zoom, pan, home
- Interrogazione dei dati puntuale o ad area
- Query sui dati
- Ricerca per comune, provincia, sensore
- Conversione di coordinate puntuale
- Download dei dati in formato csv o pdf
- Visualizzazione di grafici sull'andamento dei dati (ultimi 7 giorni, ultime 24 ore)
- Scaricamento di serie storiche in formato file d'archivio .rar

6 ALCUNI ESEMPI DI UTILIZZO

In Figura 2 è riportata la visualizzazione in tempo reale della stazione del torrente Seveso a Palazzolo Milanese. All'interno dell'indicatore sulla mappa è riportato il valore di portata transitante nel corso d'acqua. Interrogando il punto è possibile visualizzare l'andamento dei livelli e delle portate negli ultimi 7 giorni.

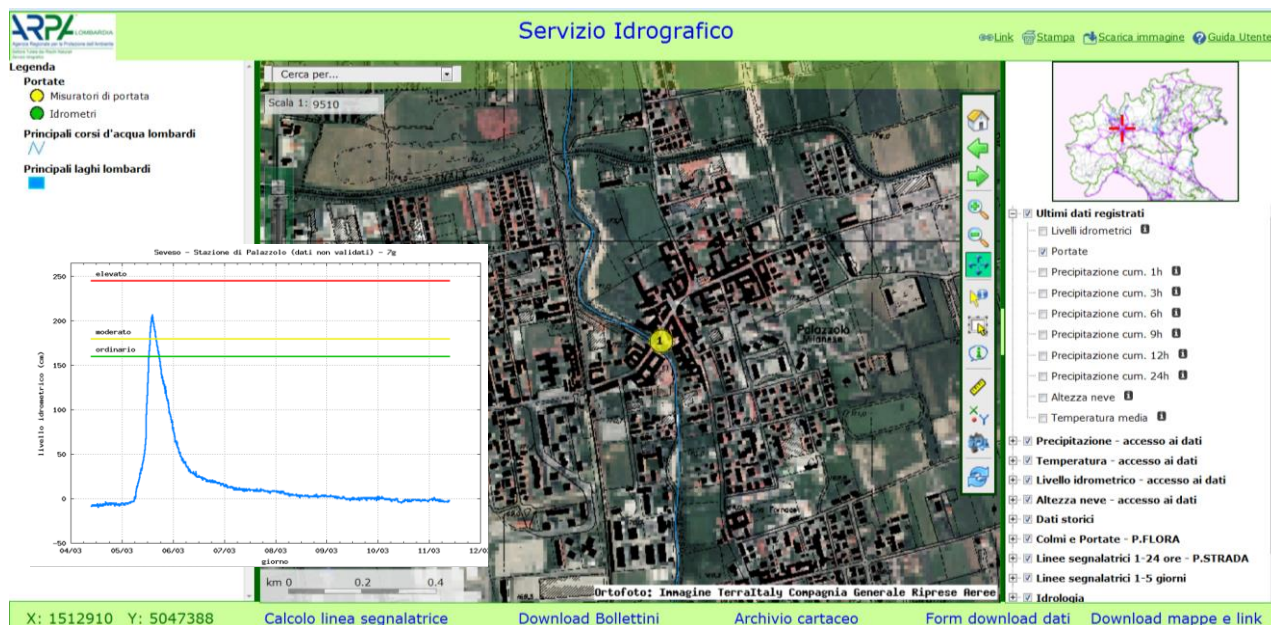


Figura 2 Portata in tempo reale e grafico livello.

In Figura 3 sono evidenziati due modi di distribuzione ed utilizzo delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica, utilizzo in tempo reale e diffusione delle mappe.

In Figura 3a sono mostrate le precipitazioni in tempo reale cumulate sulle ultime 9 ore. Interrogando un'area o un punto è possibile visualizzare i quantitativi di precipitazione ed il relativo tempo di ritorno. Nello specifico il 26/7/2014 si è osservata una precipitazione nella stazione di Soncino (Brescia) pari a 167.8mm per un tempo di ritorno di 1672 anni, con numerosi danni per allagamento nella zona.

In Figura 3b è stata interrogata la mappa nel centro di Milano ottenendo sia i parametri che la tabella delle altezze di pioggia intensa alle varie durate e tempi di ritorno.

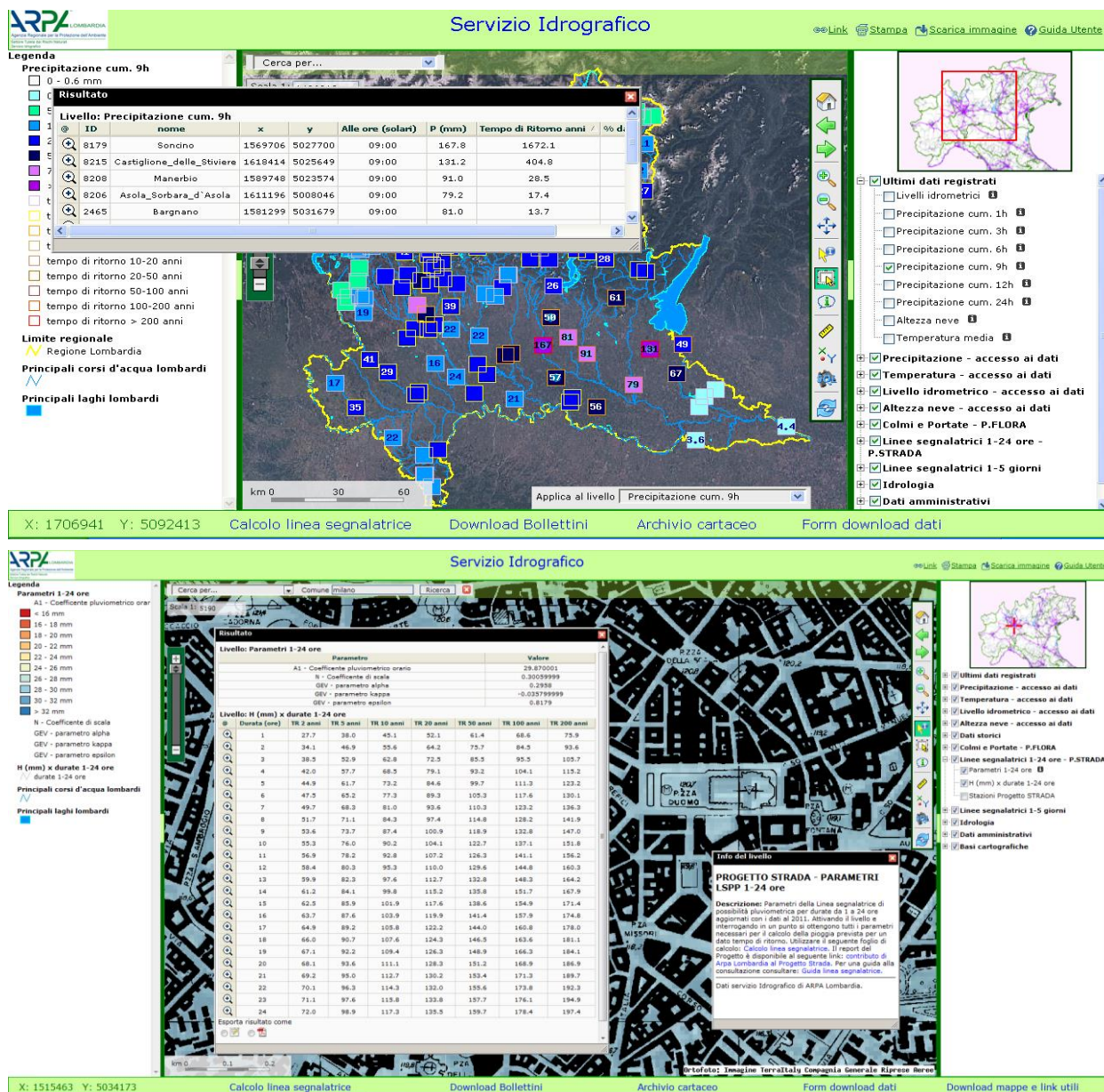


Figura 3. (a) Precipitazione cumulata 9h con tempi di ritorno (b) Parametri LSP e altezza di pioggia (1-24 h).

7 CONCLUSIONI

Lo strumento sviluppato permette il monitoraggio in tempo reale sia della situazione idrometeorologica sia del funzionamento delle stazioni automatiche. Al pubblico sono distribuiti i dati ad accesso immediato. Per ARPA Lombardia lo strumento è quindi di grande utilità all'interno delle proprie funzioni. Il numero crescente di accessi al sito nel corso degli anni conferma l'utilità dello strumento ed incentiva ad un continuo sviluppo e miglioramento, sia delle funzioni, sia delle informazioni in esso contenute.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Direttiva 2003/4/EC del Parlamento europeo e del Consiglio del 28 gennaio 2003, sull'accesso del pubblico all'informazione ambientale
- Decreto legislativo 19 agosto 2005, n°195 – “Attuazione della direttiva 2003/4/CE sull'accesso del pubblico all'informazione ambientale”
- Direttiva 2007/2/CE del Parlamento europeo e del Consiglio del 14 marzo 2007, Infrastruttura per l'informazione territoriale nella Comunità europea (Inspire)

SVILUPPO DI UN SISTEMA PER LA PREVENZIONE DEGLI INCENDI BOSCHIVI IN CALABRIA TRAMITE STRUMENTI OPEN-SOURCE

Giuseppe De Marco, Giuseppe Mendicino & Alfonso Senatore

Dipartimento di Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio e Ingegneria Chimica, Università della Calabria

ASPETTI CHIAVE

- *Un sistema integrato per il monitoraggio e il preannuncio del rischio di incendi boschivi in Calabria è stato realizzato utilizzando unicamente strumenti open-source*
- *Il sistema, utilizzando sia osservazioni che previsioni meteorologiche dedicate, definisce una filiera operativa che consente l'erogazione di mappe di rischio sia a scala regionale che di dettaglio*
- *Il sistema prevede la possibilità di tenere conto della pericolosità sia naturale che antropica e di modellare la propagazione degli incendi una volta assegnato il punto d'innesco*

1 PREMESSA

Gli esempi di applicazioni basate su strumenti open-source per la realizzazione di sistemi integrati per il preannuncio e la gestione dei rischi ambientali (es. rischio alluvioni, frane, siccità, terremoti, incendi) sono sempre più numerosi. Nel presente contributo è sommariamente illustrato un software applicativo utilizzato dagli operatori di sala della Protezione Civile della Regione Calabria per la prevenzione del pericolo di incendio boschivo e per la gestione delle unità operative. Il sistema è composto da una serie di procedure sincrone e asincrone che definiscono una filiera operativa, nella quale a partire dai dati idro-meteorologici forniti dal Centro Funzionale Multirischi ARPACAL e da previsioni meteorologiche dedicate è valutato il pericolo di incendio boschivo sia a scala regionale che in 12 aree campione. In tali aree, all'analisi ad una scala di maggiore dettaglio con apposite stazioni di misura è affiancato anche un monitoraggio video. In due di queste aree, infine, è eseguita una valutazione dinamica del rischio di incendi boschivi tenuto conto non solo dei fattori naturali, ma anche di quelli antropici e degli elementi vulnerabili.

2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA

Il pericolo di incendio boschivo è stimato attraverso una serie di modelli che si basano sulla valutazione del contenuto di umidità del combustibile. Tali modelli si avvalgono di dati meteorologici e/o di previsioni meteorologiche che descrivono la componente dinamica, e di dati morfologici e vegetazionali che definiscono la componente statica dell'area oggetto di studio. Le osservazioni meteo-climatiche sono estrapolate da file di testo forniti dal Centro Funzionale attraverso una procedura di parsing che analizza, estrae e classifica lo stream continuo di dati. I dati meteorologici estratti sono archiviati in un database impostato sul modello RDBMS ed implementato su piattaforma PostgreSQL. La simulazione meteorologica è eseguita con il modello Weather Research and Forecasting (WRF), nella versione che utilizza il solver dinamico Advanced Research WRF (ARW). Nello specifico, è eseguita una simulazione giornaliera con orizzonte temporale a 72 ore e risoluzione del dominio più interno pari a 2 km (attraverso tecniche di downscaling si giunge successivamente alla risoluzione finale di 1 km). Per la gestione dei dati geografici è stata utilizzata l'estensione spaziale PostGIS, progettata per la gestione dei dati geometrici vettoriali e raster.

Lo sviluppo della modellazione del pericolo di incendio è articolato in tre parti: 1) stima distribuita a scala regionale (1 km) di due indici di pericolo di incendio (IMPI – Palmieri et al. 1993, FWI – Van Wagner, 1987); 2) stima a scala di dettaglio (250 m) per valutare il comportamento del fuoco in base al combustibile presente nelle 12 aree campione (FBP – Hirsch 1996; Taylor et al. 1997, RISICO – Fiorucci et al. 2008); 3) sempre nelle 12 aree campione, propagazione degli incendi con risoluzione spaziale pari a 25 m (ellissi di propagazione – Xu, 1994). Per quanto concerne i primi due punti, le procedure sono state realizzate in R, utilizzando il package *gstat* per l'interpolazione dei dati meteorologici, ed i package *sp* e *raster* per la manipolazione dei dati geografici. Per il terzo punto, invece, è stata realizzata una procedura accoppiata tra R, Python e GRASS GIS per valutare il comportamento degli incendi e l'estensione delle superfici percorse dal fuoco, noti uno o più punti di innesco.

In 2 delle 12 aree campione la valutazione del rischio è stata approfondita applicando un metodologia innovativa, consistente nello stimare dinamicamente la pericolosità non solo naturale ma anche antropica, mentre il danno di un possibile evento è valutato staticamente, in modalità off-line. Nello specifico, la valutazione della pericolosità è eseguita in maniera disaccoppiata considerando la pericolosità naturale tramite i risultati del modello RISICO sulle due aree di studio a scala trioraria, e valutando la pericolosità antropica tramite condizioni logiche ricavate dall'applicazione di tecniche di data mining, nota la localizzazione degli incendi storici (alberi decisionali, specificamente l'algoritmo J48, implementato all'interno del software WEKA - Waikato Environment for Knowledge Analysis, *Hall et al.*, 2009). Il danno, dovuto alle conseguenze di un possibile incendio, è stato stimato tramite la tecnica di analisi multiattributo spaziale denominata Analitical Hierarchy Process (AHP). Note le condizioni per valutare la pericolosità ed i pesi da assegnare a ciascuna componente degli elementi vulnerabili, il sistema dinamicamente calcola le aree a rischio incendio boschivo, tramite tecniche di risk assessment, e pubblica il risultato su un applicativo WebGIS.

I risultati dei modelli sono trasformati in informazione fruibile ad una utenza più generalizzata secondo uno sviluppo integrato in ambiente WebGIS, che costituisce l'interfaccia principale del sistema di preannuncio (Fig. 1). Il WebGIS è stato realizzato secondo un complesso di servizi di rete, orientati al web mapping, attraverso l'interazione tra PostgreSQL, Python e Javascript: le mappe dinamiche sono erogate tramite WMS (Web Map Service) mentre la rappresentazione sul browser è affidata ad OpenLayers. Attraverso l'applicativo è possibile visualizzare le mappe triorarie e giornaliere e le previsioni fino a 72 ore del pericolo di incendio a scala regionale e per le 12 aree campione. Per queste ultime, in caso di segnalazione di incendio, l'operatore può inserire manualmente il punto di innesco dell'incendio e visualizzare la propagazione attraverso isocrone. Questo ultimo task può essere attivato anche automaticamente da un sistema di rilevamento dell'incendio, basato ad esempio sull'utilizzo di una termocamera o di una telecamera megapixel. Inoltre, i dati delle stazioni meteorologiche dedicate sono inviati all'applicativo anche in *realtime* ed erogati tramite un servizio NOSQL (realizzato con Redis). Tale funzionalità è particolarmente utile ai fini della gestione dell'emergenza perché, al contrario del parsing descritto precedentemente, che rende persistenti i dati meteorologici nel database, in tal modo sono evitate le latenze di scrittura e lettura su disco, essendo utilizzato un servizio che si serve della memoria volatile come repository per dati che necessitano solo di una consultazione via web.

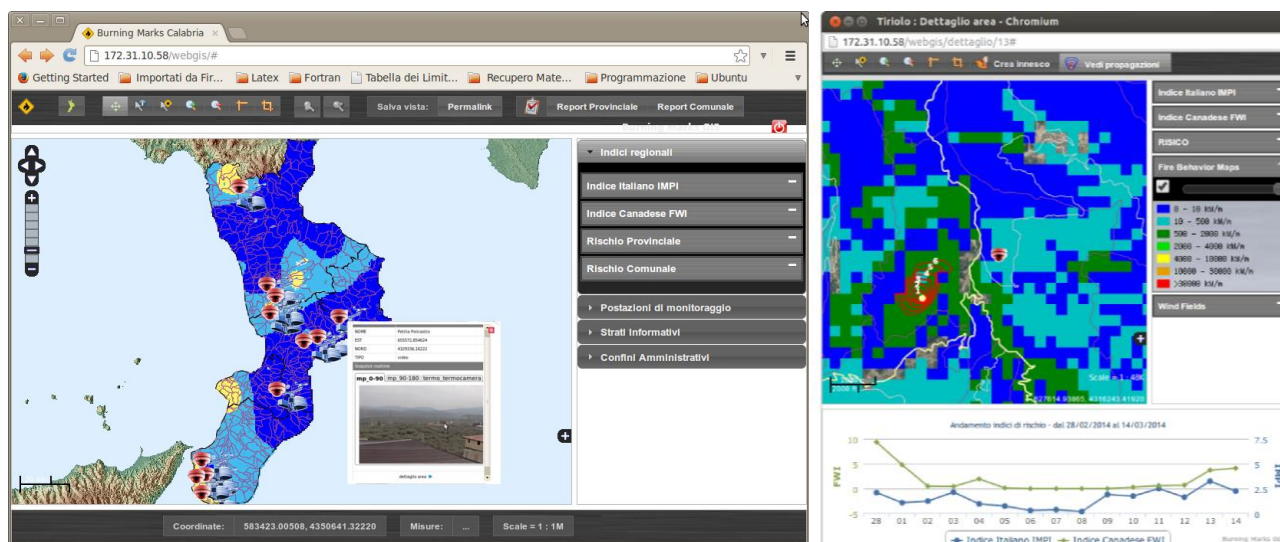


Figura 1. Schermata principale del WebGIS (a sinistra) e finestra di dettaglio relativa ad una delle 12 aree campione (a destra).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Fiorucci, P., Gaetani F. & Minciardi, R. Development and application of a system for dynamic wildfire risk assessment in Italy, *Environmental Modelling & Software*, 2008, 23, 690-702.

- Hall, M., Frank, E., Holmes, G., Pfahringer, B., Reutemann, P. & Witten, I.H. The WEKA Data Mining Software: An Update; SIGKDD Explorations, 2009, 11(1).
- Hirsch, K.G. Canadian Forest Fire Behavior Prediction (FBP) system: user's guide, Nat. Resour. Can., Can. For. Serv., Northwest Reg., North. For. Cent., Edmonton, AB. Spec. Rep. 7, 1996.
- Palmieri, S., Inghilesi, R. & Siani A.M. Un indice meteorologico di rischio per incendi boschivi, Proceedings from "Seminar on fighting forest fires", Tessaloniki, 1993.
- Taylor, S.W., Pike, R.G. & Alexander, M.E. Field guide to the Canadian Forest Fire Behavior Prediction (FBP) System, Nat. Resour. Can., Can. For. Serv., North. For. Cent., Edmonton, AB. Spec. Rep. 11, 1997.
- Van Wagner, C.E. Government of Canada, Canadian Forestry Service, Development and Structure of the Canadian Forest Fire Weather Index System, Forestry Technical Report 35, Ottawa, 1997.
- Xu, J. Simulating the spread of wildfires using a geographic information system and remote sensing, Ph. D. Dissertation, Rutgers University, New Brunswick, New Jersey, 1994.

2 MATERIAL AND METHODS

2.1 The case study

A monitoring station was realized in a 10 to 25 wide (depending on water level) “V” shaped cross-section, where the Devoll river outflow from a valley narrow passage between rock mountains than divagating into a 1-km wide alluvial plane. The Kokel small bridge passes across this narrow fluvial section, which is located in the end of a streamflow right bend, which is driven by a rock wall forming the left river bank (Figs1a, b). This was an ideal morphological condition to install two side-looking ADCPs on a lifting platform, working at 600 and 1200 kHz (ChannelMaster by Teledyne-RDI) side-by-side. The ADCPs horizontally point the sand-gravel bar, which is located at the river bend inner side (i.e., river right bank in Fig. 1c).

2.2 Acoustic theory

The sonar equation is herein reported (Equation 1) in agreement with *Thorne & Hanes (2002)*. This equation models sound propagation, eventually giving the sound intensity, I , as a function of the ability of suspended particles to scatter sound back to a monostatic transducer (i.e. backscattering strength) at a distance r , the two-way round-trip attenuation and the geometrical spreading.

$$I = p_0^2 r_0^2 \cdot \frac{k_t^2 \cdot k_s^2 \cdot M_s}{r^2 \psi^2} \cdot e^{-4(\alpha_w + \alpha_s) \cdot r} \quad (1)$$

In Equation 1, the backscattering coefficient k_s^2 times the mass concentration M_s is the backscattering strength, α_w and α_s are the water viscosity and suspended sediment attenuation coefficients, respectively, that form the total attenuation coefficient α , $r^2 \psi^2$ is the geometrical spreading that includes the near field correction coefficient ψ , k_t accounts for the instrumental setting, p_0 is the acoustic pressure at the 1-m reference distance r_0 that represents the source power.

It is worth noting that much of the existing literature regarding the use of ADCPs to assess the concentration of suspended sediment, reports a logarithmic form of the sonar equation, including the target strength or an equivalent decibel expression of the backscattering strength that is ten times the common logarithm of $k_s^2 M_s$. This is because echo intensity levels, E , recorded by the ADCP are proportional to the received sound intensity in a dB scale, I_{dB} . In this case the sonar equation recasts in a logarithmic form (Equation 2) where the unknown constant C represents the instrumental parameters and the environmental noise level. The conversion factor k_c between measured echo level and sound intensity in dB typically ranged close to 0.45 dB/counts and it was assumed not variable for a given ADCP.

$$I_{dB} = k_c \cdot E - C = 10 \log(k_s^2 \cdot M_s) - 20 \log(r \psi) - 40 \log(e) \cdot \alpha \cdot r \quad (2)$$

Aiming to monitor the variation of suspended sediment concentrations during floods, the slope of profiled echo intensity levels were assessed for the 600 and 1200 kHz working frequencies. Indeed, the echo intensity profiles slope, dE/dr , is affected by suspended sediment concentration other than beam spreading and clear water attenuation as it was expressed in the derivative form (Equation 3) of the sonar equation.

$$k_c \frac{dE}{dr} + \frac{20}{r \cdot \ln(10)} = \frac{10}{k_s^2 M_s \cdot \ln(10)} \cdot \frac{d(k_s^2 M_s)}{dr} - 40 \log(e) \cdot \alpha \quad (3)$$

In details, the sound attenuation coefficient due to viscous dissipation is expected to affect the received echo intensity level at the low frequency, i.e., 600 kHz, whereas sand scattering may dominate in the case of the 1200 kHz ADCP profiling (*Guerrero et al., 2016*).

A simplified approach was implemented for this preliminary study, which gave qualitative results rather than the actual concentration of suspended clay-silt and sand, although the same concept herein proposed, may be applied for a quantitative assessment. This approach consisted in the investigation of clay-silt and sand concentrations change among time by using the resulting slopes from 600 and 1200 kHz echo intensity

level profiles. The low frequency profile slope with the sign changed (i.e., a positive value) represented the clay-silt homogenous concentration, which was based on the viscous attenuation coefficient due to suspended sediment, while the difference between 600 and 1200 kHz profile slopes was assumed as an index of sand suspended from the riverbed that was consistent for negligible attenuation due to sand particles.

3 RESULTS AND DISCUSSION

First results consisted in raw data profiled from the river left bank in the range of 3.5-8.5 m, which is the streamflow core region in Figure 1. Recorded data span 25 days from 12/10/2015 to 05/11/2015, including the falling limb of the 11/10/2015 flood and the entire hydrological event peaking on 22-23/10/2015. Missing periods were for dry periods when the water level was lower than 1.0 m in the local system (Fig. 1c).

The echo profile slope at 600 kHz with sign changed ($-dE_{600}/dr$) represented clay-silt homogenous concentration (i.e., wash-load contents) transported throughout the monitored cross-section. The slopes difference of echo profiles from 600 and 1200 kHz ADCPs ($dE_{600}/dr - dE_{1200}/dr$) was used to track the rate of change of suspended sand backscatter across the streamflow, except for a constant value to the actual backscattering strength derivative along 1200 kHz echo profiles. Thus, increasing values of this difference, indicated the backscattering of re-suspended sand from riverbed. In addition, the water level and the flow velocity magnitude averaged along profiles represented the hydraulic condition (Fig. 2a, b and c).

These four parameters showed peak values at different times (Figure 2), which reflected the hydro-sedimentological processes heterogeneity. In wider detail, the 22-23/10 flood presented a water level double peak at 9:52 and 19:24 of 22/10, and the maximum of 4 m/s as flow velocity on 23/10 at 14:44, which is about 24 hours later. The wash-load maximum contents (i.e., $-dE_{600}/dr$ in Fig. 2b and c) during 22-23/10 flood peak was observed with a shorter lag (i.e. 6-8 hours), although well-defined wash-load peaks appeared also during both of the falling limbs recorded (on 12/10 and on 25/10-10:52). On the contrary sand suspended form the riverbed ($dE_{600}/dr - dE_{1200}/dr$ in Fig. 2b and c) presented only one well-defined peak on 23/10-6:56 (Fig. 2c), which was in between the wash-load double peak (22/10-16:08 and 23/10-6:56) close to water level peak and the maximum flow velocity.

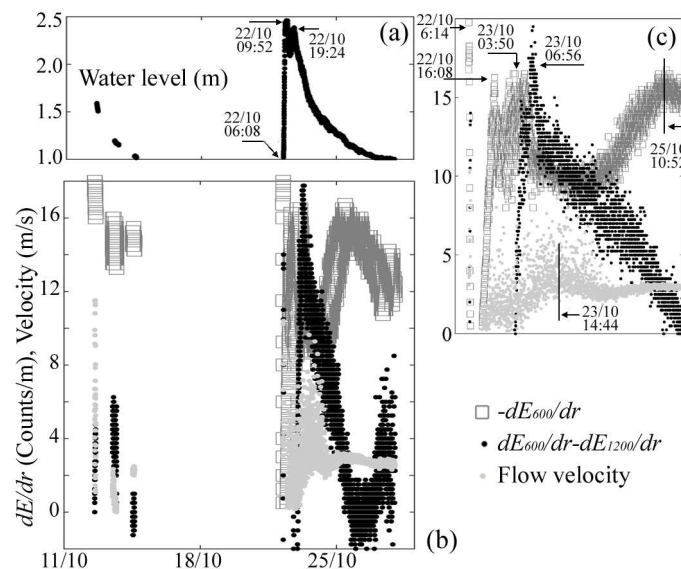


Figure 2. Two minutes spaced time series from ADCPs raw data with water level higher than 1.0 m: (a) water level; (b) echo profile slopes and magnitude of flow mean velocity; (c) corresponding details close to 22-23/10/2015 flood peak.

The potential of the monitoring method proposed, consists in enabling the study of suspended sediment load-water flow correlations during peak events, although with a qualitatively approach.

The flow velocity did not show a clear correlation with water level change (Fig. 4), which actually

reflected the cross-section narrow morphology. The ADCPs position changing relative to water surface level may also affect the low correlation observed, i.e., high water level means the ADCP measured at a lower normalized depth of the velocity vertical profile.

The analysis of flow discharge to water level actual relationship will require a more sophisticated processing of ADCPs raw data also including calibration campaigns

Despite the simplified approach, the magnitude of flow velocity changed in the range of 1-4 m/s, highest values were in the flood falling limb, a large variability is observed except during the last phase of the water level falling period.

The concentration of sand suspended from the riverbed ($dE_{600}/dr-dE_{1200}/dr$) appeared pretty well correlated to water level, which corroborates the idea of tracking coarse fractions concentration by investigating the backscattering strength at 1200 kHz. Indeed, the hydraulic condition (i.e., the water level) locally affects the resuspension of sediment from the riverbed. It is worth noting that the concentration of sand suspended from the riverbed ($dE_{600}/dr-dE_{1200}/dr$ in Fig. 2c) appeared pretty close to flow velocity peak, either.

On the contrary, the wash-load content ($-dE_{600}/dr$) was poorly correlated with the water level; high values of the 600 kHz echo profiles slope were observed during the 22-23/10 flood peak and in the falling limbs of two different events. A low correlation arose for intermediate water levels, between 1.4 and 2 m during the water level falling phase. However, the overall wash-load to water level un-correlation reflected a scarce interaction between riverbed and clay-silt particles.

Quantitative assessments of clay-silt and sand concentrations will require a more detailed analysis of echo profiles and assumptions regarding the size distributions of clay-silt and sand fractions to be validated in the field.

4 CONCLUSIONS

A first analysis was carried out of the raw data from the horizontally profiling the streamflow in the Devoll river by using two side-looking ADCPs working at 600 and 1200 kHz.

These data were echo intensity level and flow velocity profiles two minutes averaged and recorded in the period 12/10/2015-05/11/2015 that included the water level lowering (which followed the 11/10 flood) and the entire 22-23/10 flood event.

Our first results corroborate the thesis that wash-load rate is fairly correlated with the water level, while sand is suspended during high peak event, although with a temporal lag. This would reflect different sedimentological processes: the fine sediment yield produced from the watershed slopes and sand resuspension in the riverbed channel.

The acoustic method proposed takes advantage from a dual frequency approach enabling the monitoring of: i) clay-silt concentration, which is based on viscous attenuation effect on echo level profiles at lower frequency (i.e., 600 kHz) and ii) sand concentration, which results in prevailing backscattering strength at the higher frequency (i.e. 1200 kHz). This method was herein applied in the Devoll River with a simplified and qualitative approach, although the reliability of quantitative assessments will be further investigated and validated in the field.

REFERENCES

- Guerrero, M., Rüther, N. & Archetti, R. Comparison under controlled conditions between multi-frequency ADCPs and LISST-SL for investigating suspended sand in rivers, *Flow Measurement and Instrumentation*, 2014(37), 73-82.
- Guerrero M., Rüther, N., Szupiany, R. N., Haun S., Baranya S. & Latosinski F. The Acoustic Properties of Suspended Sediment in Large Rivers: Consequences on ADCP Methods Applicability. *Water-MDPI*, 2016, 8(1), 1-22.
- Guerrero, M., Szupiany, R. N. & Latosinski, F. Multi-frequency acoustics for suspended sediment investigation: Validation in the Parana River, *Journal of Hydraulic Research.*, 2013, 51(6), 696–707.
- Moore, S.A., Le Coz, J., Hurther, D. & Paquier, A. On the application of horizontal ADCPs to suspended sediment transport surveys in rivers, *Continental Shelf Research*, 2012(46), 50-63.
- Thorne, P. D. & Hanes, D.M. A review of acoustic measurement of small scale sediment processes, *Continental Shelf Research*, 2002(22), 603-632.

MEASURING DISCHARGE WITH SIDE-LOOKING DOPPLER PROFILERS IN BACKWATER FLOW CONDITIONS: FIRST APPLICATIONS ON NATURAL RIVERS IN ITALY

Paola Parravicini¹ & Matteo Cislighi¹, Fabio Sai²

(1) ARPA della Lombardia; (2) UNESCO-IHE, Delft

KEY POINTS:

- *Measuring river discharge in natural and anthropic-induced backwater flow with side looking Doppler profiler*
- *Preserving discharge data series in changing environment*
- *Free publication of data, real time and long data series*

1 INTRODUCTION

ARPA Lombardia is responsible of monitoring and collecting hydrological data such as water level and river discharge through 57 gauging stations dislocated on rivers within the regional boundaries. These quantities are essential for calibrating and validating hydrological models often used for early warning systems, monitoring both floods and droughts, providing information for water resources management.

In many cases, river discharge is computed by measuring the water level corresponding to a graduated stage for which a rating curve has been built (*ISO1100/2*). However, in some sections, the river flow is influenced by downstream conditions determining backwater flow. In these circumstances the one-to-one correspondence between water level and discharge doesn't occur anymore. This can happen in sections close to river confluence or close to water regulation structures (dams, weirs, hydropower plants, etc.). In recent years, several ARPA Lombardia monitoring stations have been affected by backwater flows of anthropic source. The reason lies in the growth of mini/micro-hydropower plants situated on rivers where small hydraulic heads are available to produce energy.

A possible solution is to relocate the gauging station upstream far away from the effect of the backwater condition (*ISO1100/2*). This drastic option would cause a disruption in the continuity of the time series, affecting the data robustness. Alternatively, an extra information is necessary, for example flow velocity measurement (*Le Coz et al.*, 2008)

In recent years, several flow monitoring system were developed; this document focuses on the Side-Looking Doppler (SLD) profilers, which measures water velocity perpendicular to flow by means of the acoustic Doppler principle. ARPA Lombardia chose this technology in order to deal with problems arising from backwater flow effects either on section influenced by downstream confluences or water regulation structures.

2 METHODS AND INSTRUMENTS

2.1 Side-Looking Doppler profiler

Since the end of 2012, ARPA Lombardia has installed five gauging stations with fixed SLD sensors in sections affected by backwater flow both from natural and anthropic origin.

Each gauging station consists of an acoustic Doppler sensor equipped with two horizontal ultrasonic transducers "looking sideways" into the flow to measure water velocity, a vertical transducer and an integrated pressure cell to measure the water level. The instrument provides continuous record of water level and velocity; flow velocity is measured on a horizontal plane and the measuring distance is divided in nine cells, each one giving a velocity value.

Since the horizontal plane in which velocities are measured is fixed, setting the sensor to the correct depth is essential to assure its proper functioning. That is the reason why an analysis of available water level series has been performed, in order to establish the ranges of variation of gauge height: if possible, each instrument

position has been designed to ensure that the sensor is always under water surface. Where no water level observations were available, a new gauging station has been installed. Preliminary assessments of correct positioning are very important because moving an instrument means performing a new calibration as well.

2.2 Calibration

Velocity sensor is connected to a data logger for discharge computation, using the velocity index method as described in *Manual on stream gaugings – Vol. II cap 2 (WMO)* and in the instrument technical documents.

The data logger computes discharge using the formula

$$Q = v_{SLD}(K \cdot A) \quad (1)$$

Where Q is the discharge, v_{SLD} is the velocity measured by SLD, A is the section area and K is a coefficient related to the section characteristics. Both A and K depend on the measured water level (h).

The velocity v_{SLD} is supposedly the average of the nine velocities measured by the sensor; however, it may not be representative for discharge computation. In particular, velocity data show that getting further from the sensor causes a loss in velocity reliability, especially during floods. In addition, the shape of the section itself can have geometrical characteristics liable to hinder correct velocity measurement.

Thus, the aim of configuration is to identify which velocity value is significant for the correct discharge computation. In detail, for each gauging station has been performed a set of discharge measurements in order to compute $K \cdot A$ as

$$K \cdot A = \frac{Q}{v_i} \quad (2)$$

Where Q is the discharge from manual measurement and v_i are the velocities measured by the SLD profiler at the different cells. The value(s) of v_i to be used in SLD discharge computing is the one which gives the best linear fitting on a (h , $K \cdot A$) plane.

Since $K \cdot A$ is a quantity which depends on the section characteristics, the data logger configuration is sensitive to section changes that can occur, for example, during high flow flood. Hence, it is essential to keep a careful watch on data and to continue to perform manual discharge measurements, in order to promptly detect any change and provide a new calibration.

3 RESULTS OF MONITORING ON TWO REPRESENTATIVE SITES

3.1 Gauging Stations

3.1.1 Orio Litta gauging station

Orio Litta gauging station represents the outlet of Lambro River catchment before it meets the Po River. The monitoring station is located about 3.5 km upstream of the confluence (Figure 1.a).

The station was initially equipped with a water level sensor (2012), located on the SP 234 bridge. However, data observation attested that, during floods, the level of Lambro River does not depend on the flow that comes from upstream but mostly on the backwater flow effect from Po River: this means that if a single rating stage-discharge relationship is used, discharge is overestimated.

For this reason, in March 2013, ARPA Lombardia installed a new gauging station, equipped with SLD sensor. The velocity sensor is located downstream of the SP 234 bridge and upstream of the Pavia-Cremona railway bridge.

In order to identify the best velocities to be used in calibrating the SLD, five river discharge measurements were performed in different flow conditions, including backflow. This allowed to identify as

significant the average of velocities measured in cells from 2 to 4 ($\bar{v}_{2,3,4}$). To validate the data logger configuration, seven additional discharge measurements were performed: the average percentage error is about 6%.

Figure 1.c reports a comparison of measured levels and computed discharges at the gauges of Orio Litta, Salerano al Lambro (the closest upstream section on Lambro River) and Spessa Po, which is located on Po River, not far from the confluence. The flood-wave on Lambro River led to a first increase of water levels at Orio Litta gauge (light blue line) as well the corresponding discharge (orange line) which is reflected by the same behaviour occurred at Salerano al Lambro gauge (red line). Despite the descending branch of the discharge hydrographs, it can be noticed a continuous increase of water level at Orio Litta gauge due to the backwater flow induced by the flood on Po River (dark blue line). During November 2014 floods, backwater flow from Po River took water level at Orio Litta up to 9 m above zero gauge. However, thanks to the SLD sensor it has been possible to give a realistic estimate of Lambro discharge, consistent with Salerano al Lambro data.

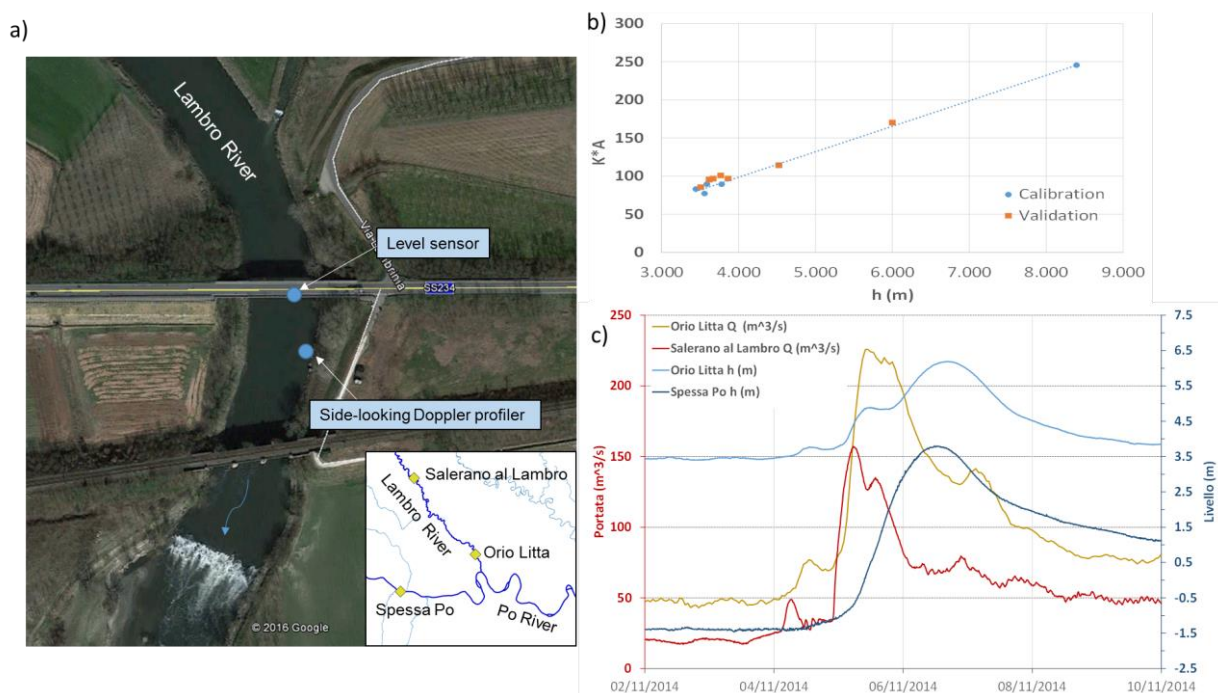


Figure 1. (a) Orio Litta gauging station location, (b) the configuration curve, reporting in blue discharge measurements used for calibration and in orange discharge measurements used for validation, (c) a comparison of measured levels and discharges in Lambro River and Po River during November 2014 flood. Blue lines represent Po River level at Spessa Po and Lambro river level at Orio Litta, while orange lines represent Lambro river discharge at Salerano al Lambro and Orio Litta.

3.1.2 Montodine gauging station

Montodine gauging station is located on Serio River; it represents the outlet of Serio River catchment before the confluence with Adda River. The station is located about 5.0 km upstream the confluence.

When the station was installed in 2000, it was equipped with a water level sensor, located on the SS 591 Bridge. Level measurement was enough to collect level and discharge data until 2010, when a small hydropower plant was built at the weir located just below the bridge. Since then the water level has started to be subject to sudden changes, not corresponding to discharge variations.

In November 2012, a new gauging station, equipped with SLD sensor, has been installed; the velocity sensor is located about 200 m upstream of the SS591 Bridge (Figure 2.a).

The velocity to be used in calibrating the SLD has been identified through eight river discharge measurements. In this case only v_l (the closest to the sensor) has been considered. An additional

measurement validated the configuration, having a percentage error of 6.2%.

Figure 2.c shows a comparison between the measured level and the computed discharge: it is clear that computed discharge (orange line) is not affected by rapid level variations (blue line) due to the hydropower plant activity, apart from small oscillations due to transitional conditions. Computing discharge with a stage-discharge relationship would have led to a percentage error up to 100%.

It has thus been possible to preserve the gauging station and to maintain the continuity of both level and discharge (when available) time series.

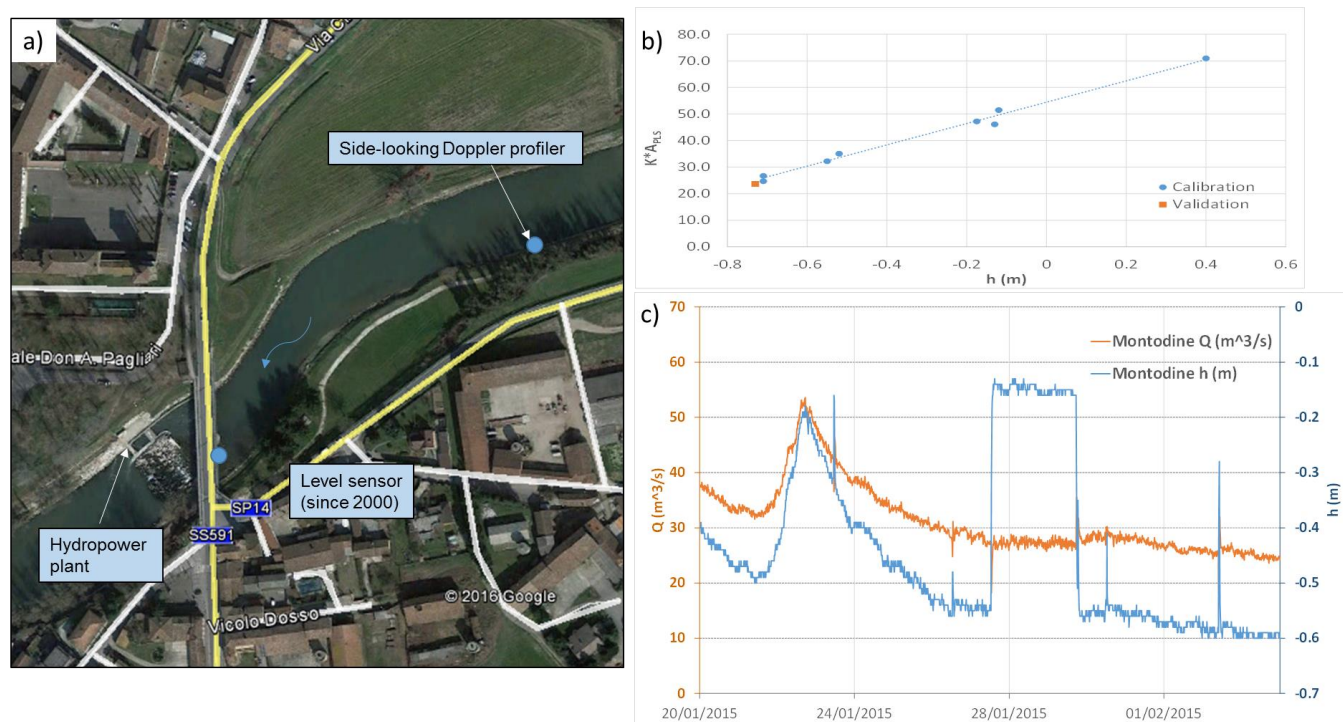


Figure 2. (a) Montodine gauging station location, (b) the configuration curve, reporting in blue discharge measurement used for calibration and in orange discharge measurements used for validation, panel (c) presents a comparison between measured level (blue) and computed discharge (orange).

4 CONCLUSIONS

The installation of SLD profilers in correspondence of river sections affected by backwater flow offered a significant contribution to the development and maintenance of ARPA Lombardia monitoring network. They have improved the knowledge of discharge in river sections next to natural confluences, and helped to preserve historical sections where new water regulation structures has been built.

In addition, filtering out backwater flow effects through velocity measurements allows having reliable real time discharge data; all data are free and available on ARPA Lombardia webGIS through the following link: idro.arpalombardia.it

REFERENCES

- AA.VV., Manual on stream gauging, Volume II – Computation of discharge, WMO n. 1044, 2010
- ISO1100/2, Hydrometry – Measurement of liquid flow in open channels, Part 2: determination of the stage-discharge relationship. 2013.
- Le Coz, J., Pierrefeu, G. & Paquier, A. Evaluation of river discharges monitored by a side-looking Doppler profiler, Water Resour. Res., 44, W00D09, 2008.

MONITORAGGIO DELL'INTRUSIONE SALINA IN UN MODELLO FISICO MEDIANTE MISURE DI POTENZIALE SPONTANEO

Michele De Biase¹, Francesco Chidichimo¹, Giuseppe Greco¹ & Salvatore Straface¹

(1) Dipartimento di Ingegneria per l'Ambiente ed il Territorio ed Ingegneria Chimica – Università della Calabria, Italia

ASPETTI CHIAVE

- Esperimenti di laboratorio su un modello fisico tridimensionale per la riproduzione del fenomeno dell'intrusione marina in falde acquifere costiere
- Monitoraggio del fronte di avanzamento del cuneo salino attraverso sensori di tipo passivo per l'acquisizione del potenziale spontaneo generato da fenomeni elettrodiffusivi
- Stima puntuale della concentrazione di NaCl nelle sedi di acquisizione dei sensori passivi, attraverso la conversione del segnale del potenziale spontaneo

1 PREMESSA

L'utilizzo sempre più diffuso di acque estratte dal sottosuolo ha determinato nel corso degli anni problemi che coinvolgono il controllo della quantità e della qualità delle risorse idriche sotterranee. Come è noto, il recapito finale delle acque sotterranee e superficiali, è il mare. Lo sversamento delle acque dolci di falda è controbilanciato, negli acquiferi costieri, dall'ingressione dell'acqua salata. La diversa densità dei due fluidi porta alla formazione del cosiddetto cuneo salino che avanza all'interno della falda fintanto che il giusto apporto di acqua dolce proveniente dall'entroterra, e quindi il giusto gradiente idraulico, non lo ricaccia verso il mare (Todd, 1980). La perturbazione di questo equilibrio generata dall'eccessivo sfruttamento delle acque sotterranee, favorendo sempre di più l'intrusione delle acque marine nel sottosuolo, è responsabile della riduzione della qualità di questa preziosa risorsa (De Breuck, 1991). La sfida che oggi si presenta è quella di riuscire a monitorare, in tempo reale, su vaste aree e con costi sostenibili, l'evolversi del suddetto fenomeno. Il raggiungimento di questo risultato permetterebbe una migliore gestione dello sfruttamento delle risorse idriche, soprattutto in periodi e luoghi in cui l'offerta sempre meno riesce a soddisfare la domanda.

La presenza di cloruro di sodio (NaCl) nell'acqua di mare, rende possibile il monitoraggio dell'avanzamento dell'intrusione salina attraverso metodi di tipo geofisico, ovvero attraverso il metodo del potenziale spontaneo (Self Potential) (Maineult et al., 2004). Tale metodo si basa sulla misura del potenziale elettrico che si genera naturalmente tra due punti della superficie terrestre, a causa del flusso idrico sotterraneo (effetto elettrocinetico) (Revil et al., 2003; Jouniaux et al., 2009; Straface et al., 2010; Chidichimo et al., 2015), per il trasporto di un soluto conduttivo come il cloruro di sodio (effetto elettrodiffusivo) (Straface et al., 2013) o a causa di fenomeni di ossido-riduzione che generano variazioni di potenziale redox (Naudet V. and Revil A., 2005). È necessario precisare che non tutti i soluti danno luogo al potenziale di tipo elettrodiffusivo: questo è generato dalla differenza di mobilità ionica che intercorre tra gli ioni della sostanza elettrolita, nel caso del cloruro di sodio Na^+ e Cl^- .

Nel presente studio è stato realizzato un esperimento di laboratorio per lo studio del fenomeno dell'intrusione marina all'interno di un acquifero freatico in scala, utilizzando sensori di tipo passivo (elettrodi impolarizzabili) per il monitoraggio spaziale del fenomeno e per la quantificazione puntuale della concentrazione del sale all'interno del corpo idrico sotterraneo. I risultati ottenuti sono stati quindi qualitativamente confrontati con quelli calcolati da un modello numerico accoppiato, di flusso idrico a densità dipendente e di trasporto di soluti all'interno di mezzi porosi. Tale confronto ha confermato l'applicabilità del metodo e la possibilità di un suo futuro impiego su campo.

2 MATERIALI E METODI

2.1 Esperimento di laboratorio

È stato realizzato un sand-box di dimensioni 60×60×142 cm, per riprodurre una falda freatica a matrice sabbiosa, tipica delle zone costiere. Il sand-box è stato equipaggiato con due serbatoi laterali dotati di vaschette di carico che permettono di mantenere una condizione di carico idraulico costante (fig.1).

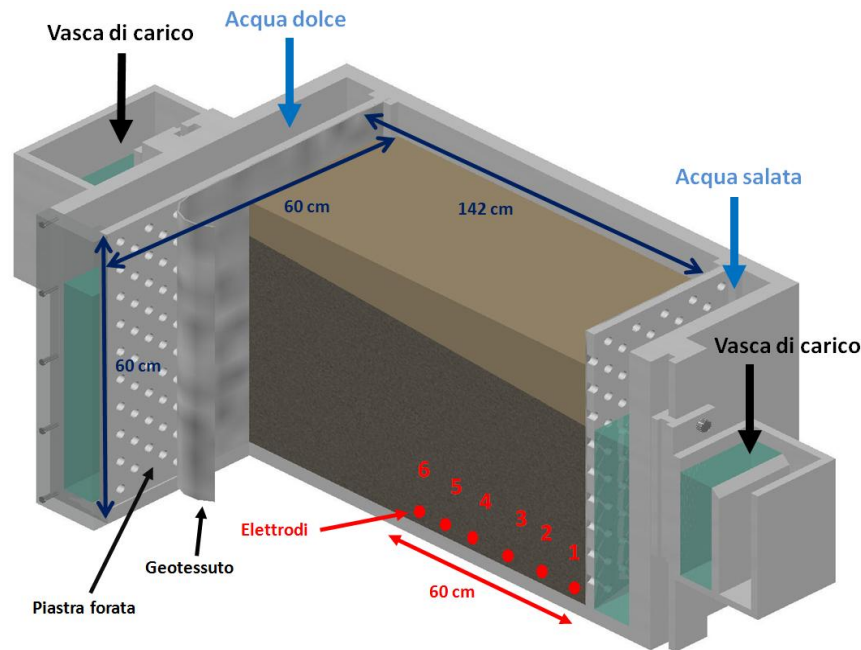


Figura 1. Spaccato del sand-box adottato durante la sperimentazione. I pallini in rosso sul fondo mostrano la posizione dei sensori passivi (elettrodi). Il flusso da monte verso valle è garantito da una differenza di carico idraulico di 1 cm.

I serbatoi sono stati divisi, rispetto al corpo centrale del box, da pannelli forati. La loro funzione è quella di far sì che l'acqua defluisca in tutta la sezione in modo uniforme. Per evitare che la sabbia venisse trasferita nei serbatoi laterali, o che i fori dei pannelli potessero ostruirsi, è stato applicato del geotessuto lungo l'intera sezione. Sul fondo del sand-box, a valle idrologica, sono stati collocati 6 elettrodi con passo 10 cm (fig.1). La differenza di potenziale è stata misurata rispetto ad un elettrodo di riferimento, posizionato nel serbatoio di monte contenente acqua dolce. È stata quindi disposta della sabbia fino ad un'altezza di 50 cm. Cicli di carico e scarico d'acqua, sono stati effettuati per colmare eventuali vuoti creati durante l'operazione di riempimento. Per simulare l'azione del mare, nel serbatoio di valle, è stata mantenuta costante una concentrazione di sale pari a 35 gr/l a cui corrisponde una conducibilità elettrica di 55.5 mS/cm. Un conduttivimetro posizionato in modo permanente nel serbatoio di valle, ha permesso di monitorare costantemente la temperatura e la concentrazione della soluzione salina. Il suddetto serbatoio è stato inoltre dotato di una pompa di ricircolo che ha mantenuto la soluzione in condizioni di omogeneità ed ha evitato fenomeni di precipitazione del sale. Una pompa peristaltica ha regolato l'immissione di acqua salata nel serbatoio per conservare una concentrazione pseudo-costante lungo l'intera durata dell'esperimento. È stato impiegato un millivoltmetro multicanale per l'acquisizione del potenziale spontaneo (SP) tra l'elettrodo di riferimento e gli elettrodi di misura. Il segnale del potenziale spontaneo è stato registrato in continuo (ogni 30 secondi), fino a quando la prova non è stata arrestata. I valori di SP registrati dagli elettrodi sono stati riportati nel grafico di figura 2, che mostra come il fenomeno sia stato registrato con successo e come si sia raggiunta la stazionarietà e quindi l'equilibrio tra il flusso d'acqua dolce e acqua salata. I valori di SP registrati dal quinto elettrodo presentavano andamenti fortemente anomali, rispetto agli altri, dovuti probabilmente ad un mal funzionamento dell'elettrodo o ad un cattivo contatto elettrico con il terreno. Per questo motivo tali valori sono stati scartati dall'analisi.

2.2 Background teorico

Se il contributo elettrocinetico è trascurabile rispetto al contributo elettrodiffusivo, condizione riscontrabile nell'esperienza di laboratorio, è possibile considerare solo il secondo nell'inversione del potenziale spontaneo. Sotto queste condizioni è possibile far ricorso alla formula di Plank-Henderson (Maineult, 2005):

$$\nabla \phi = \phi \frac{RT}{Ae} \left(\frac{u_{Cl} - u_{Na}}{u_{Cl} + u_{Na}} \right) \frac{\nabla C}{C} \quad (1)$$

dove ϕ rappresenta il potenziale spontaneo (V), ϕ la porosità, R la costante dei gas ($\approx 8.314 \text{ Jmol}^{-1}\text{K}^{-1}$), T la temperatura assoluta (K), A è il numero di Avogadro ($\approx 6.022 \cdot 10^{23} \text{ mol}^{-1}$), e la carica elementare dell'elettrone ($1.602 \cdot 10^{-19} \text{ C}$), u_{Cl} e u_{Na} sono rispettivamente le mobilità ioniche di Na^+ e Cl^- ($\text{m}^2 \text{ s}^{-1} \text{ V}^{-1}$), C la concentrazione del sale (mol m^{-3}).

Introducendo α^* [V] detto coefficiente di accoppiamento elettrodiffusivo l'eq. (2) diventa:

$$\nabla \phi = \alpha^* \frac{\nabla C}{C} \quad (2)$$

Integrando l'eq. (2) e tenendo conto che l'elettrodo di riferimento è stato posto nel serbatoio di acqua dolce:

$$C = C_0 [1 - e^{\frac{(-\phi)}{\alpha^*}}] \quad (3)$$

utilizzando le seguenti condizioni al contorno:

$$t = 0 \rightarrow \phi = 0, C = C_r; \quad t = \infty \rightarrow \phi = \phi_0, C = C_0 - C_r$$

dove C_r indica la concentrazione residua di NaCl in acqua pari a $10^{-10} \text{ (gr l}^{-1}\text{)}$, C_0 è la concentrazione nel serbatoio di valle pari a $35 \text{ (gr l}^{-1}\text{)}$, ϕ_0 è il valore del potenziale quando si è stabilita la stazionarietà (cfr fig.2). Imponendo le condizioni di stazionarietà all'eq.(3) si può ricavare il coefficiente di accoppiamento elettrodiffusivo α^* per ogni segnale acquisito attraverso la relazione:

$$\alpha^* = - \frac{\phi_0}{\ln \frac{C_r}{C_0}} \quad (4)$$

Come si può osservare dalla figura (2), ogni singolo segnale di Sp ha un ϕ_0 caratteristico, che consente, ricorrendo all'equazione (4), di calcolare il valore di α^* per ogni singolo elettrodo e di risalire quindi all'andamento della concentrazione.

3 RISULTATI E DISCUSSIONI

L'andamento dei profili di concentrazione è simile all'andamento del SP. L'inizio della fase crescente delle curve dimostra, sia nel caso del potenziale che della concentrazione, l'arrivo del fronte salino (fig. 2). Gli elettrodi risentono dell'avanzamento del fronte in diversi istanti temporali in stretta dipendenza con la loro posizione rispetto al serbatoio di acqua salata. Le curve si stabilizzano al valore di 35 gr l^{-1} , concentrazione del sale nel serbatoio di valle.

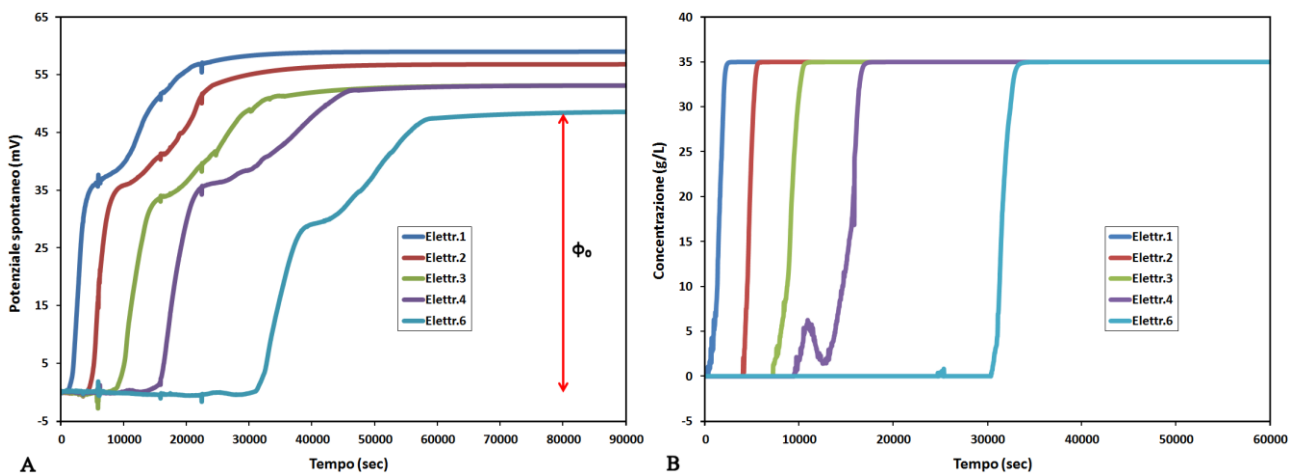


Figura 2. A) Andamento del segnale di potenziale spontaneo acquisito durante l'esperimento; B) Andamento della concentrazione di NaCl derivante dall'applicazione della formula di Plank-Henderson

L'esperimento di laboratorio è stato successivamente simulato con un modello numerico agli elementi finiti in ambiente COMSOL Multiphysics, per poter valutare qualitativamente la bontà dei risultati sperimentali. Il modello numerico accoppiato rappresentato dall'eq (5), riproduce simultaneamente il flusso idrico a densità dipendente e il trasporto di soluti all'interno di mezzi porosi.

$$\begin{cases} \nabla \left[\rho \left(\frac{K_0}{\mu} + (\nabla P + \rho g) \right) \right] = \frac{\partial}{\partial t} (\rho n) \\ \nabla (D' \nabla C + n d \nabla C - C q) = n \frac{\partial C}{\partial t} \end{cases} \quad (5)$$

dove la densità ρ , variando in funzione della concentrazione C è rappresentata come $\rho = \rho_0 + \beta C$

I parametri idrodinamici e idrodispersivi del mezzo poroso (porosità, conducibilità idraulica, coefficiente di immagazzinamento, diffusione molecolare e dispersività), necessari per la risoluzione del sistema di equazioni sopra descritto, sono stati preventivamente caratterizzati in laboratorio mediante prove condotte all'interno di celle di flusso. L'avanzamento del fronte salino nel tempo, risultante dalla modellazione numerica (fig. 3), mostra una forte similarità con i dati di concentrazione stimati dalle letture elettrodeiche, validandone il possibile impiego.

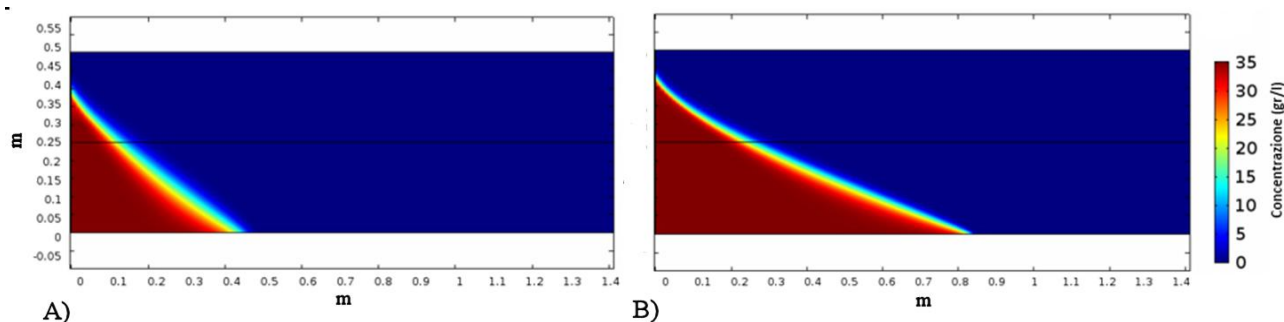


Figura 3. Risultati della modellazione numerica dell'esperimento di intrusione marina: A) Sezione longitudinale del sandbox dopo 5 ore di simulazione; B) Sezione longitudinale del sandbox dopo 18 ore di simulazione

I risultati ottenuti offrono spunti interessanti per l'applicazione del metodo del potenziale spontaneo su scala di campo. L'economicità della tecnica connessa alla qualità e quantità di dati ottenibili in maniera continua, potrebbero rappresentare, a fronte di un proseguo degli studi, una valida soluzione per il monitoraggio delle nostre complesse e vaste aree costiere.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Chidichimo, F., De Biase, M., Rizzo, E., Masi, S. & Straface, S. Hydrodynamic parameters estimation from self-potential data in a controlled full scale site, *Journal of Hydrology*, vol. 522, 2015.
- De Breuck, W. *Hydrogeology of Salt-Water Intrusion: Methods and Instruments*. Verlag Heinz Heise GmbH & Co KG, Hannover, Germany, pp 223, 1991.
- Jouniaux, L., Mainault, A., Naudet, V., Pessel, M. & Sailhac, P. Review of self-potential methods in hydrogeophysics, *ScienceDirect*, 2009.
- Mainault, A., Bernabé Y. & Ackerer, P. Electrical Response of Flow, Diffusion, and Advection in a Laboratory Sand Box, *Vadose Zone Journal*, 2004.
- Mainault, A., Bernabé Y. & Ackerer, P. Detection of advected concentration and pH fronts from self-potential measurements, *Journal of Geophysical Research*, vol.110, 2005.
- Naudet, V. & Revil A. A sandbox experiment to investigate bacteria-mediated redox processes on self-potential signals, *Geophys. Res. Lett.*, 32, L11405, 2005.
- Straface, S. & De Biase, M. Estimation of longitudinal dispersivity in a porous medium using self-potential signal, *Journal of Hydrology*, vol. 505, 2013.
- Straface, S., Rizzo, E. & Chidichimo, F. Estimation of hydraulic conductivity and water table map in a large-scale laboratory model by means of the self-potential method, *Journal of Geophysical Research*, vol. 115, 2010.
- Todd, D.K. *Groundwater Hydrology* (2nd edn), Wiley, New York, 552 pp., ISBN 0 471 08641X, 1990.

DEVELOPMENT OF AN OPEN HARDWARE PORTABLE DUAL-PROBE HEAT-PULSE SENSOR FOR MEASURING SOIL THERMAL PROPERTIES AND WATER CONTENT

Giovanni Ravazzani ¹

(1) Politecnico di Milano, Department of Civil and Environmental Engineering

KEY POINTS

- The Dual-Probe Heat-Pulse sensor allows to measure water content and thermal properties of a small control volume of soil
- A portable sensor was developed based on open hardware / open software Arduino© architecture
- Result show that the sensor has the same accuracy as the traditional time-domain reflectometer for water content assessment

1 INTRODUCTION

Soil thermal properties are of great interest in many scientific and engineering applications concerning coupled heat and water transport across the vadose zone (Ravazzani *et al.*, 2011; Ravazzani *et al.*, 2015), estimate of soil surface water content from thermal inertia distributions retrieved from remotely sensed images (Minacapilli *et al.*, 2012), and, more generally, in agronomy and soil science.

In recent years considerable effort has gone into developing techniques to determine soil thermal properties. One technique that has received attention employs heat-pulse technology (Campbell *et al.*, 1991). Several authors proposed construction schemes for Dual-Probe Heat-Pulse (DPHP) sensors (Ham & Benson, 2004). Recent advances show an increase in the use of “open hardware” platforms for scientific instrumentation and research. “Open hardware” philosophy aims at providing free and transparent access to hardware design and code in analogy with the concept of “open source software” (Bitella *et al.*, 2014). Indeed, open hardware is the logical evolution of the open source software applied to physical stuff, where both code and design blueprints co-exist.

The objective of this work is testing a portable low cost - open hardware portable device based on Arduino© technology, for the measurement of soil thermal properties and water content.

2 MATERIALS AND METHODS

2.1 The dual-probe heat-pulse method

The temperature rise, ΔT (K), at a distance r (m) from the heater needle of the heat-pulse probe, after application of heat impulse during t_0 (s) can be expressed as (Kluitenberg *et al.*, 1993):

$$\Delta T(r, t) = \begin{cases} -\frac{Q'}{4\pi\kappa} Ei\left(\frac{-r^2}{4\kappa t}\right) & 0 < t \leq t_0 \\ \frac{Q'}{4\pi\kappa} \left\{ Ei\left[\frac{-r^2}{4\kappa(t-t_0)}\right] - Ei\left(\frac{-r^2}{4\kappa t}\right) \right\} & t > t_0 \end{cases} \quad (1)$$

where t is time from beginning of heating, Q' is the source strength per unit time ($\text{m}^2 \text{K s}^{-1}$), κ is the thermal diffusivity ($\text{m}^2 \text{s}^{-1}$) of the medium surrounding the heater, and $-Ei(-x)$ is the exponential integral function with argument x . Q' is defined as $Q' = q'/\rho c$, where q' is the energy input per unit length of heater per unit time (W m^{-1}) and ρc is the volumetric heat capacity ($\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$). The thermal diffusivity, κ , and volumetric heat capacity, ρc , can be determined using the single-point method (Bristow *et al.*, 1994). Soil thermal properties can be expressed as:

$$\kappa = \frac{r_n^2}{4} \left\{ \frac{1/(t_m - t_0) - 1/t_m}{\ln[t_m/(t_m - t_0)]} \right\} \quad (2)$$

and

$$\rho c = \frac{q'}{4\pi\kappa\Delta T_m} \left\{ Ei \left[\frac{-r_n^2}{4\kappa(t_m - t_0)} \right] - Ei \left(\frac{-r_n^2}{4\kappa t_m} \right) \right\} \quad (3)$$

where r_n is the needle spacing of the DPHP (m), t_m is the time of the maximum temperature change (s), and ΔT_m is the maximum temperature increase (K) as recorded from the DPHP thermistor. After κ and ρc have been determined, thermal conductivity, λ (W m⁻¹ K⁻¹), can be obtained by definition as:

$$\lambda = \kappa \cdot \rho c \quad (4)$$

Volumetric heat capacity of soil can be determined as the sum of the heat capacity of water and solid, ignoring contribution given by air and defining solid to include the mineral and organic matter fractions:

$$\rho c = (\rho c)_s \phi_s + (\rho c)_w \mathcal{G}_v \quad (5)$$

where ϕ_s is the volume fraction of soil (= (1-P) with soil porosity), $(\rho c)_s$ is the volumetric heat of soil solid, $(\rho c)_w$ is the volumetric heat of water, and \mathcal{G}_v is the volumetric water content. Because $(\rho c)_w$ is known, measurement of ρc obtained with the multi-needle probe can be used together with estimates or measurements of volumetric heat of soil to obtain \mathcal{G}_v .

2.2 Experimental setup

One experiment was conducted at the Fantoli Laboratory in the Politecnico di Milano to test the thermal properties and moisture determined by the DPHP probe on four soils of various.

Soil ID	Description	Origin	D ₅₀ (mm)	CU	Porosity (m ³ /m ³)	Bulk density (Mg m ⁻³)
1	Medium sand	River Toce, Vogogna-Prata	0.30	3.25	0.434	1380
2	Coarse sand	River Toce, Masone	0.45	4.83	0.390	1460
3	Sandy loam	Cultivated field, Bibione	0.20	5.00	0.344	1464
4	Fine sand	Beach, Bibione	0.22	3.79	0.376	1606

Tabel 1. Description, origin, median grain size, D₅₀ (mm), coefficient of uniformity, CU, computed as the ratio between the grain diameter at 60% passing, and the grain diameter at 10% passing, porosity (m³/m³), and bulk density (Mg m⁻³)

The DPHP probe was calibrated in agar-stabilized water (5 g L⁻¹) to calculate the apparent spacing between the sensor probe and the heater probe (Campbell *et al.*, 1991). The DPHP probe was then used to assess thermal properties and water content of the different soil samples. In parallel to the measurements carried out with the DPHP, a portable device that measures soil moisture using Time Domain Reflectometer technique (TDR) was used for comparison. The TDR probe is constituted by four rods 60 mm long and 30 mm spaced.

Soil samples were oven dried at 105 °C and packed into two sets of containers. One set was dedicated to DPHP measurements and the other to TDR measurements. Volume and dimensions of the two types of containers were chosen in such a way that they are compatible to probe size and that measurements are representative of the entire soil sample.

The first set of measurements was acquired on dry soil samples for the assessment of solid soil thermal properties. After that, soil samples were saturated and measurements were repeated during time to let water content changing by evaporation. For each sample and for each water content, measurements were repeated three times. Each sample was weighed before and after each set of measurements in order to assess soil

water content by gravimetric approach and to check that soil water change was not significant during the time required by measures.

Soil moisture estimates obtained from the DPHP and TDR probes and were compared against measurements from gravimetric method. The mean percentage error, MPE , mean absolute percentage error, $MAPE$, and normalized mean square error, $NMSE$, were calculated to evaluate the performance of DPHP and TDR methods

3 RESULTS AND DISCUSSION

The DPHP probe was used for assessing volumetric heat capacity of soil solid. Measures were repeated three times for each oven dried soil samples. From equation 5, as for dry soil contribution of water is not present, volumetric heat capacity of soil fraction, $(\rho c)_s$, can be computed as:

$$(\rho c)_s = \frac{\rho c}{1 - P} \quad (6)$$

In Table 2, mean, standard deviation, and coefficient of variation of volumetric heat capacity of soil solid are presented. Obtained results, both in terms of mean value and standard deviation, are in agreement with values presented in literature (Ren *et al.*, 2003). Soil water content estimated with DPHP and TDR probes are reported in Figure 3 against gravimetric measurements. Performance indexes are shown in Table 3. Overall accuracy of DPHP and TDR water content estimates is good and comparable one each other. By analysing NMSE index, DPHP is more accurate than TDR in soil 1, 2, and 4, while TDR is more accurate in soil 3. Both DPHP and TDR present, on average, an underestimation in soil 1, 2 and 4 and overestimation in soil 3. TDR estimates show a significant overestimation under saturated condition, with values that even exceed soil porosity. Infact, while DPHP method uses physical properties of soil such as porosity and thermal properties for water content estimation, TDR method is based on an empirical relationship between soil dielectric constant and water content, thus no any physical constraint is considered unless soil specific calibration is undertaken.

Soil ID	Heat capacity (MJ m ⁻³ K ⁻¹)	CV
1	2.392 ± 0.093	3.9
2	2.459 ± 0.085	3.5
3	2.494 ± 0.065	2.6
4	2.723 ± 0.044	1.6

Tabel 2. Mean, standard deviation, and coefficient of variation of volumetric heat capacity of soil fraction, based on three measurement replicates.

Soil ID	DPHP			TDR		
	MPE	MAPE	NMSE	MPE	MAPE	NMSE
1	-0.0953	0.1141	0.014	-0.0267	0.0984	0.027
2	-0.1134	0.1134	0.019	-0.0286	0.1008	0.027
3	0.2212	0.2536	0.045	0.1543	0.1543	0.040
4	-0.0849	0.1056	0.026	-0.0113	0.1469	0.054

Tabel 3. The mean percentage error, MPE, mean absolute percentage error, MAPE, and normalized mean square error, NMSE, computed on soil moisture measurements taken with DPHP and TDR.

4 CONCLUSIONS

In this paper, a portable probe for the assessment of soil thermal properties and water content using the DPHP method is presented. The DPHP probe is based on open hardware architecture that ensures a cost effective realization of the probe based on free sharing design. The DPHP probe has been tested for soil thermal properties assessment and compared to TDR probe for the water content estimation in four different soils. The DPHP probe showed an accuracy comparable to TDR in estimating water content, but the DPHP

can be used to investigate smaller volume of soil. The counterpart is that TDR is much faster than DPHP in measure acquisition. TDR applied without a soil specific calibration overestimated water content under saturated condition.

Software is available at http://www.ravazzani.it/wp-content/uploads/2016/03/software_dphp.zip.

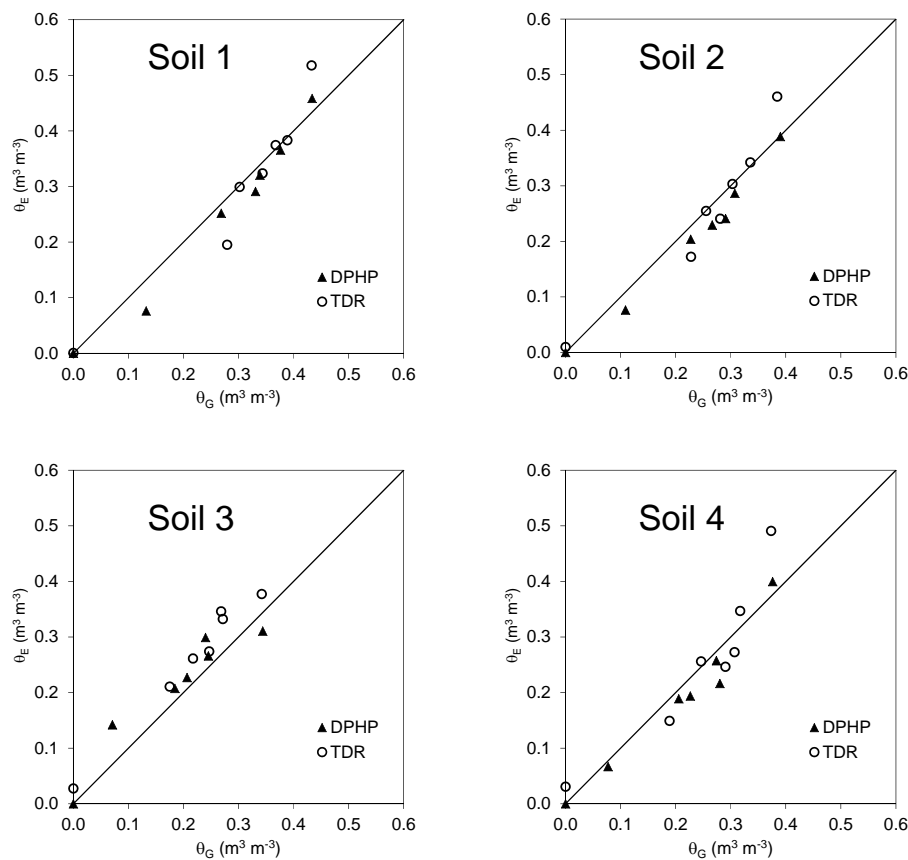


Figure 1. Comparison between soil moisture measured by gravimetric method, θ_G , and soil moisture estimated with DPHP and TDR probes for the four different soils. For each moisture level and soil samples, measurements were repeated three times.

REFERENCES

- Bitella, G., Rossi, R., Bochicchio, R., Perniola, M., Amato, M. A novel low-cost Open-Hardware platform for monitoring soil water content and multiple soil-air-vegetation parameters, *Sensors*, 2014, 14, 19639-19659.
- Bristow, K.L., Kluitenberg, G.J. & Horton, R.. Measurement of soil thermal properties with a dual-probe heat-pulse technique. *Soil Science Society of America Journal*, 1994, 58, 1288-1294.
- Campbell, G.S., Calissendorff, C. & Williams, J.H. Probe for Measuring Soil Specific Heat Doing a Heat-Pulse Method. *Soil Science Society of America Journal*, 1991, 55, 291-293.
- Ham, J.M. & Benson, E.J. On the construction and calibration of dual-probe heat capacity sensors, *Soil Science Society of America Journal*, 2004, 68, 1185-1190.
- Kluitenberg, G.J., Ham, J.M. & Bristow, K.L. Error analysis of the heat pulse method for measuring soil volumetric heat capacity. *Soil Science Society of America Journal*, 1993, 57, 1444-1451.
- Minacapilli, M., Cammalleri, C., Ciraolo, G., D'Asaro, F., Iovino, M. & Maltese, A. Thermal inertia modeling for soil surface water content estimation: a laboratory experiment, *Soil Science Society of America Journal*, 2012, 76, 92-100.
- Ravazzani, G., Curti, D., Gattinoni, P., Della Valentina, S., Fiorucci, A., & Rosso, R. Assessing groundwater contribution to streamflow of a Large Alpine river with heat tracer methods and hydrological modelling, *River Research and Applications*, 2015, accepted, doi: 10.1002/rra.2921.
- Ravazzani G, Giudici I, Schmidt C & Mancini M. Evaluating the potential of quarry lakes for supplemental irrigation. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 2011, 137(8), 564-571.
- Ren, T., Ochsner, T. E., Horton, R. & Ju, Z. Heat-pulse method for soil water content measurement: influence of the specific heat of the soil solids, *Soil Science Society of America*, 2003, 67(6), 1631-1634.

CAPE FEAR: PRELIMINARY ANALYSIS OF AN EXPERIMENTAL HILLSLOPE

Salvatore Grimaldi¹, Andrea Petroselli², Flavia Tauro¹, Aldo Fiori³, Nunzio Romano⁴, Maria Cristina Rulli⁵, Maurizio Porfiri⁶, Mario Palladino⁴

(1) Dipartimento per l'Innovazione nei Sistemi Biologici, Agroalimentari e Forestali, Università degli Studi della Tuscia, Via San Camillo de Lellis snc, 01100, Viterbo; (2) Dipartimento di Scienze Agrarie e Forestali, Università degli Studi della Tuscia, Via San Camillo de Lellis snc, 01100, Viterbo; (3) Dipartimento di Ingegneria, RomaTre University, Rome 00146, Italy; (4) Dipartimento di Agraria, University of Naples Federico II, Naples 80138, Italy; (5) Department of civil and environmental engineering, Politecnico di Milano, Piazza L. Da Vinci, 32, 20133 Milano; (6) Department of Mechanical and Aerospace Engineering, New York University Tandon School of Engineering, 11201, Brooklyn, NY, USA.

KEY POINTS

- An experimental hillslope - Cape Fear - equipped with real-time monitoring sensors for the analysis of runoff generation is illustrated.
- First two years of rainfall, runoff, and soil moisture observations are analyzed.
- The hydrological balance suggests that surface and subsurface runoff are driven by rainfall-threshold phenomena and that evapotranspiration accounts for more than 70% of rainfall.

1. INTRODUCTION

Hillslope hydrological processes are of paramount importance in hydrology, but modeling such processes in natural hillslopes is challenging, due to their strong dependence on several factors, such as land use, soil properties, and topography (Tauro *et al.*, 2012; Yu *et al.*, 2015). Difficulties in experimental investigations on natural hillslopes can be mitigated through field observations on artificial plots that allow monitoring hydrological processes in simplified and controlled conditions (Mu *et al.*, 2015). In this context, a novel outdoor experimental hillslope plot, named “Cape Fear”, has been proposed in (Tauro *et al.*, in review; Petroselli & Tauro, in review). Therein, the potential of this highly-instrumented plot has been demonstrated through the analysis of the response to a natural rainfall event. In this work, we focus on the data collected in the first two years of operation, from January 2014 to January 2016, and compute the hillslope hydrological balance.

2. MATERIALS AND METHODS

2.1. Experimental plot and sensing apparatus

Cape Fear is located in the University of Tuscia experimental farm, Viterbo, Italy. This wedge-shaped plot covers an area of 7 x 7 m², has an average slope of 17%, and a maximum height of 1.2 m, Figure 1. The plot consists of 30 m³ of natural soil, with an additional amount of 10 m³ being its foundation. The plot was assembled from May to November 2014. The hillslope rests on a containment structure of wood boards and poles on three sides, and a waterproof layer disconnects it from the foundation. On one lateral side, the containment structure hosts a 2.5 m – long glass panel for the direct observation of water infiltration. The plot is also equipped with four rainfall simulators and a water feeding systems for generating artificial rainfall events. Although Cape Fear may be operated in controlled and repeatable rainfall conditions, here we concentrate on natural precipitation, as described in the following.

Rainfall data are monitored through four SBS-500 Campbell Scientific standard raingauges, located at 30 m from Cape Fear, where the large-scale “giant-raingauge” apparatus for rainfall monitoring is located (Grimaldi *et al.*, in press). Soil water content is monitored through four Campbell Scientific CS615 water

content reflectometers, installed at 10 cm and 50 cm depth in the upward and downward side of a central 4×4 m² undisturbed area. Soil characterization was fully presented in (Tauro *et al.*, in review), and, during the two-years operation of Cape Fear, vegetation was regularly mowed to limit plant growth.

Surface and subsurface runoff is collected in a v-shaped aluminium channel located in the downstream side of the plot. The channel pours water and solids in an aluminium tank composed of three connected partitions: the first is designed to block the coarser solid material, the second serves as settling tank, and the last partition enables the measurement of finer solid material and water level thanks to a stainless steel OBS-3+ turbidity sensor and a Structural Testing System strain gauge. Finally, runoff discharge is computed based on water exiting the last partition of the tank through a v-notch weir via an empirically calibrated stage-discharge relationship.



Figure 1. Aerial and frontal view of the outdoor experimental hillslope plot Cape Fear.

2.2. Experimental dataset and hillslope hydrological balance

In this work, we present data related to the first two years of Cape Fear operation in natural conditions. Specifically, we report the following observations: precipitation (P), surface and subsurface liquid runoff (Q), and change (ΔW) in soil water content (SWC). Starting from the monitored data, Cape Fear hydrological balance is computed by applying the following equation:

$$P = Q + \Delta W + ET \quad (1)$$

Monitoring P, Q, and ΔW and using (1) enable to indirectly estimate the water lost in evapotranspiration processes (ET). In the following, we present hydrological data aggregated at daily, weekly, and monthly time scales. Further, we normalize P and ET by the plot surface area to present average precipitation and evapotranspiration depths.

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Relationship between precipitation and soil water content

Figure 2 shows the monitored timeseries of P and SWC and aggregated at daily resolution. A total of 1738 mm of rainfall is observed, however in the first year the cumulative rainfall was greater than in the second year (1154 mm vs. 584 mm). This circumstance is visible in Figure 2, where a pronounced decrease in SWC can be noted in the second part of the timeseries, due to the decrease in P in the second year of observations.

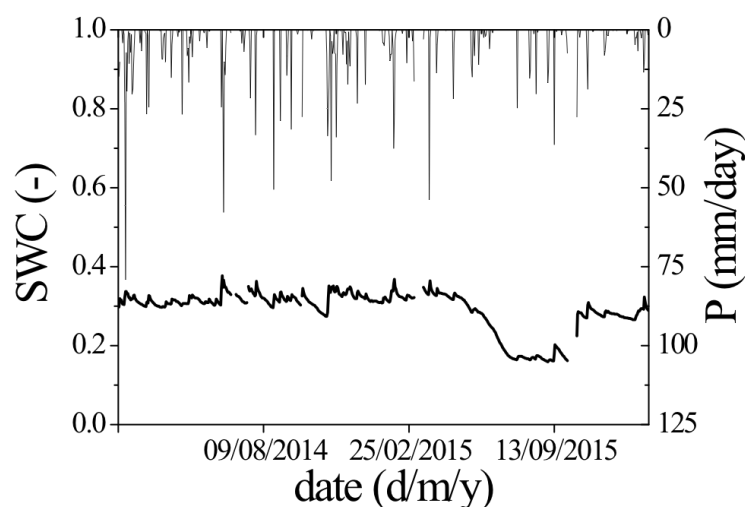


Figure 2. Daily precipitation P (upper axis, mm/day) and average soil water content SWC (lower axis, -) timeseries.

3.2 Relationship between precipitation and liquid runoff

Figure 3 reports P and Q cumulative daily volumes, together with the bisectrix as a dotted black line and a linear regression as a solid black line. As expected, most data points lay below the bisectrix and, therefore, only a portion of the total input precipitation flows out of the plot as liquid runoff. According to a linear regression, 38.9% of daily precipitation is output from the plot as daily runoff.

A large set of data points (131 days) presents positive daily P and corresponding null Q values. This behaviour is attributed to the meagre quantity of input water, which likely infiltrated and was stored as soil moisture. In 28 days, daily runoff volumes were larger than precipitation volumes, although most of the times they were characterized by small values. This phenomenon occurred for particularly long rainfall events, when precipitation lasted more than one day, and portions of water rained in the night flowed as runoff in the following day due to the low soil hydraulic conductivity. Experimental findings support the hypothesis that Cape Fear response to rainfall events is threshold-driven. While further investigations are certainly required, this behaviour has been often documented in the literature (*Hrnčir et al.*, 2010; *Li et al.*, 2012; *Sarkar et al.*, 2015).

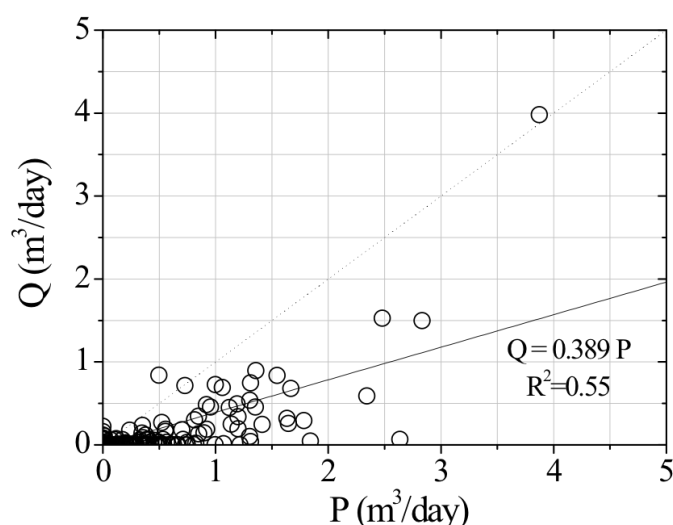


Figure 3. Precipitation (P) and liquid runoff (Q) daily volumes.

3.3 Cape Fear hydrologic balance

Figure 4 shows the relationship between the timeseries of P and ET aggregated at the monthly timescale. Also, in the secondary y axis, we report the timeseries of average air temperature. As previously mentioned, the first year of observations presents a larger number of intense rainfall events and, therefore, lower ET than the second year. Conversely, in the second year of observations, a moderate increase in temperature is observed, ET values increase, and SWC measurements decrease. Generally, the relationship between P, Q, and ET is highly affected by seasonality. Overall, in the investigated period, the volume of water stored in the plot is negligible, and the ratio of Q to P is equal to 0.29, resulting in a ratio of ET to P of 0.71.

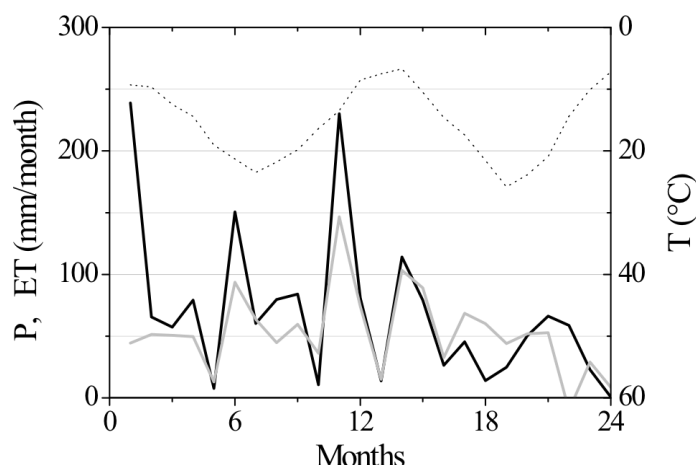


Figure 4. Precipitation (P, thick black), evapotranspiration (ET, thick gray), and average air temperature (T, dotted thin black) at monthly timescale.

4. CONCLUSIONS

In this work, the first two years of observations of Cape Fear, a novel outdoor experimental plot for the observation of hillslope hydrological processes, are presented. Results show that the runoff response to natural rainfall is likely driven by rainfall-threshold phenomena. By computing the hydrological balance, evapotranspiration phenomena account for more than 70% of input rainfall. Future studies will be devoted to artificial rainfall events investigation and to the use of different soil use and vegetation.

REFERENCES

- Grimaldi S, Petroselli A, Baldini L, Gorgucci E. (in press). Description and preliminary results of a giant-rain gauge, *Journal of Hydrology* 2015.
- Hrnčič M, Šanda M, Kulasová A, Císlarová M. Runoff formation in a small catchment at hillslope and catchment scales. *Hydrological Processes* 24(16): 2248–2256. 2010.
- Li X, Niu JZ, Li J, Xie BY, Han YN, Tan JP, Zhang YH. Characteristics of runoff and sediment generation of forest vegetation on a hill slope by use of artificial rainfall apparatus. *Journal of Forestry Research* 23(3): 419–424. 2012.
- Mu W, Yu F, Li C, Xie Y, Tian J, Liu J, Zhao N. Effects of rainfall intensity and slope gradient on runoff and soil moisture content on different growing stages of spring maize. *Water* 7(6): 2990–3008. 2015.
- Petroselli A, Tauro F. (in review). Cape Fear: monitoring basic hydrological processes in an outdoor hillslope plot. submitted, 2016.
- Sarkar R, Dutta S, Dubey AK. An insight into the runoff generation processes in wet sub-tropics: Field evidences from a vegetated hillslope plot. *Catena* 128: 31–43. 2015.
- Tauro F, Grimaldi S, Petroselli A, Rulli MC, Porfiri M. Fluorescent particle tracers in surface hydrology: a proof of concept in a semi-natural hillslope. *Hydrology and Earth System Sciences* 16(8): 2973–2983. 2012.
- Tauro F, Petroselli A, Fiori A, Romano N, Rulli MC, Porfiri M, Palladino M, Grimaldi S. (in review). Cape Fear: an outdoor hillslope laboratory for runoff generation analysis. submitted, 2015.
- Yu Y, Wei W, Chen LD, Jia FY, Yang L, Zhang HD, Feng TJ. Responses of vertical soil moisture to rainfall pulses and land uses in a typical loess hilly area, China. *Solid Earth* 6(2): 595–608. 2015.

WHICH PERSPECTIVE FROM SURFACE FLOW VELOCITY MEASUREMENT FOR THE FLOOD MONITORING

Tommaso Moramarco¹, Silvia Barbetta¹, Luca Brocca¹ & Angelica Tarpanelli¹

(1) Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica, CNR, Via Madonna Alta, 126 Perugia. t.moramarco@irpi.cnr.it

KEY POINTS

- River discharge assessment is affected by hydraulic information limited to low flow, because of difficulties and dangers to measure velocity points in the lower portion of flow area by conventional sampling techniques.
- Nowadays there is a growing interest in trialing emerging no-contact technologies for surface velocity measurement as an alternative to the standard monitoring.
- A crucial matter, however, is how the measured surface flow velocity can be turned into depth-averaged velocity taking secondary currents effects into account and this work tries to provide some useful insights.

1 INTRODUCTION

One of the major problems to estimate a reliable discharge is to understand how the mean flow velocity may change for high water levels. Stage monitoring is straightforward and relatively inexpensive compared with the cost necessary to carry out flow velocity measurements which are, however, limited to low flows and constrained by the accessibility of the site. In this context, the mean flow velocity is hard to estimate for high flow, affecting de-facto the reliability of discharge assessment for extreme events. On the other hand, the surface flow velocity can be easily monitored by using no-contact technologies as surface velocity radar (SVR) (Costa *et al.*, 2000) and large scale particle image velocimetry (LSPIV) (Fujita *et al.*, 1998).

The information content of the measurement by using these two different technologies is the spatial distribution of surface velocity from which the flow discharge at a river site might be estimated. In this context, a focal point is how to turn the surface velocity into depth-averaged velocity considering the different hydraulic and geometric characteristics of river sites which affect the velocity profile shapes (Ferro, 2003). The aspect ratio B/h (with B the channel width and h the flow depth) unfolds a fundamental role on that, considering that it provides indications of how the presence of the sidewalls may influence the velocity distribution bringing the maximum velocity u_{max} to occurring below the water surface, causing the dip phenomenon (Yang *et al.*, 2004).

Overall, the surface velocities are transformed in depth-averaged velocity assuming a monotonous velocity profile and multiplying the surface velocity by a velocity index, k , equal to 0.85 (e.g. Welber *et al.*, 2016 for SVR and Tauro *et al.*, 2014 for LSPIV). However, the fact that the dip phenomenon may occur, could make the assumption “weak” for rivers where a monotonous velocity distribution doesn’t take place. As a consequence, the velocity index value is not representative of the two-dimensional spatial velocity distribution anymore and leading to fail the assessment of discharge.

A way to cope with this matter is to use the entropic velocity distribution which embeds the dip (Chiu, 1991) and allows relating the maximum surface velocity measured by SVR and/or LSPIV and the maximum velocity occurring below the water surface, as shown by Corato *et al.*, (2011). However, a problem could be the identification of the dip which depends on secondary current effects.

Based on the above issues, the objective of this work is to present a new methodology based on the entropy theory to estimating the discharge starting from the surface flow velocity and taking the dip of the velocity profile into account. Moreover, remarks on the robustness of velocity index using field data are discussed.

2 METHOD AND FIELD DATA

The method is based on the entropy probability density function of velocity such as derived by Chiu (1989) and simplified by Moramarco *et al.* (2004) assuming that the entropy velocity profile at y -axis, where

the maximum flow velocity, u_{max} , occurs, holds for all verticals in flow area:

$$u(x_i, y) = \frac{u_{maxv}(x_i)}{M} \ln \left[1 + (e^M - 1) \frac{y}{D(x_i) - h(x_i)} \exp \left(1 - \frac{y}{D(x_i) - h(x_i)} \right) \right] \quad \text{for } i = 1 \dots N_v \quad (1)$$

$u_{maxv}(x_i)$ is the maximum velocity along the i -th vertical, x_i is the position of i -th sampled vertical from the left bank, M is the entropic parameter, $h(x_i)$ is the dip, i.e., the depth of $u_{maxv}(x_i)$ below the water surface, $D(x_i)$ the vertical depth, y is the distance of the velocity point from the bed and N_v the number of verticals sampled across the river section. The entropic parameter M , which is characteristic of the section (Moramarco and Singh, 2010), can be easily estimated through the pairs (u_m, u_{max}) of the available velocity dataset at gauge site by using the linear entropic relation (Chiu, 1991):

$$u_m = \left(\frac{e^M}{e^M - 1} - \frac{1}{M} \right) u_{max} = \Phi(M) u_{max} \quad (2)$$

where u_m is the mean flow velocity and u_{max} is the maximum flow velocity in flow area. Even if u_{maxv} occurred below the water surface it could be estimated for each vertical using eq.(1), such as proposed in Corato et al. (2011):

$$u_{maxv}(x_i) = \frac{u_{maxs}(x_i, D(x_i))}{\frac{1}{M} \ln [1 + (e^M - 1) \delta(x_i) e^{1 - \delta(x_i)}]} \quad (3)$$

where $\delta(x_i) = \frac{D(x_i)}{D(x_i) - h(x_i)}$. Specifically, if $h(x_i) = 0$, it follows $\delta(x_i) = 1$ and, hence, $u_{maxv}(x_i) = u_{maxs}(x_i, D(x_i))$

Considering that the dip, $h(x_i)$, is generally unknown, a simple method is proposed here for its estimation starting from the experimental results obtained by Yang et al. (2004), who obtained:

$$\delta(x_i) = 1 + 1.3e^{-x_i/D(x_i)} \quad (4)$$

Replacing eq.(4) into eq.(3) and both in eq.(1), the two-dimensional velocity distribution can be identified by leveraging the surface velocity measured by SVR or LSPIV. In this way, both u_m and u_{max} are estimated and, hence, $\Phi(M)$ by eq.(2). However, the uncertainty due to the presence of secondary currents led us to modify eq.(4) in:

$$\delta'_p(x_i) = a_p + \delta(x_i) \quad (5)$$

where a_p is an iterative parameter representing the dip at y -axis, and which is updated at each iteration, p , by adding a constant value (0.1m) and starting from the initial value $a_1 = 0.05$. The iterative parameter refinement process ends when the optimal value of $\Phi_{com}(M_p)$ is achieved in accordance with:

$$\Phi(M_{obs}) - \Phi(M_p) = \text{minimum} \quad (6)$$

The method is tested using velocity dataset of three gauged sites, of which two are located along the Tiber River, Santa Lucia (900 km²) and Ponte Nuovo (4100 km²), and one on the Po River, Pontelagoscuro (70000 km²). The velocity dataset consists of velocity points data collected during velocity measurements carried out by current meter. It is worth noting that the number of velocity points sampled in verticals is sufficient (more than eight) to reconstruct the vertical velocity profile, even in presence of secondary currents. Table 1 shows the main flow dataset characteristics.

River	Site	N _m	N _v	$\Phi(M_{obs})$	Q (m ³ /s)	D (m)	W(m)	Period
Tiber	Santa Lucia	16	93	0.66	30-185	1.2-4.9	30	1987-2008
Tiber	Ponte Nuovo	12	77	0.66	10-540	1.1-6.2	50	1986-2005
Po	Pontelagoscuro	8	89	0.67	380-4000	5.4-11	240	1987-1992

Table 1. Flow dataset Characteristics: Number of velocity measurements considered N_m, number verticals N_v; observed entropy parameter $\Phi(M_{obs})$, measured discharge Q, observed flow Depth D, average channel width W; the Period of Sampling is also shown

3 RESULTS AND DISCUSSION

As a first step, the analysis of the velocity index, k , is addressed here. Considering the velocity dataset in the three gage sites, for each velocity measurement, the depth-averaged velocity has been estimated on the basis of sampled velocity points along each vertical. The velocity at water surface sampled by current meter is used as representative of the surface velocity measured by SVR or LSPIV. It is worth noting that the analysis doesn't aim to show the capabilities of two technologies, but only to verify the relationship between surface velocity and depth-averaged velocity. Figure 1a shows the box-plot of the velocity index for the three gage sites.

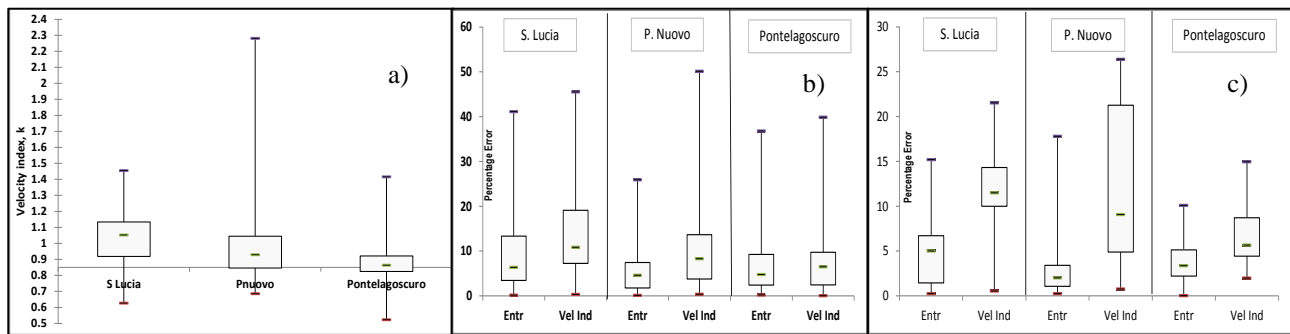


Figure 1. Box-plot of: a) Values of velocity index for the three gage sites based on velocity dataset: S.Lucia and P.Nuovo (Tiber River) and Pontelagoscuro (Po River). The intercept at 0.85 is also shown; b) Percentage errors in magnitude in computation of depth-averaged velocity for the entropy approach (Entr) and the Velocity Index (Vel Ind) for the three gage river sites; c) Percentage errors in magnitude in computation of mean flow velocity.

As can be seen, the average value of observed velocity index, k , for Santa Lucia and Ponte Nuovo deviates from the constant value of 0.85 used in literature (e.g. *Costa et al.*, 2000; *Creutin et al.*, 2003); while for Po river the mean value is close to 0.85. The fact that $k > 1$, it means that the dip phenomenon is significant causing a consistent parabolic shape of velocity profile and leading to the depth-averaged velocity being greater than the surface velocity. Inspecting this graph, one infers that the velocity index is influenced by the geometry of the river site, even though dip phenomenon are still present for Po River as well, as inferable by Figure 1a. Therefore, the use of a velocity index when dip phenomenon may occur can have consequence in terms of accuracy of mean flow velocity assessment and, hence, discharge. To this end, the error in magnitude for the depth-averaged velocity is computed for each gage sites and results are shown in Figure 1b. As can be seen and expected, differences are more noticeable for the narrower gage sites, i.e. Santa Lucia and Ponte Nuovo with a median that doesn't exceed 6% and 11% for the Entropy and Velocity Index method, respectively.

Figure 1c shows the box-plot of absolute percentage error in the computation of mean flow velocity for the whole velocity dataset, for the three investigated gage sites, using the Entropy and Velocity Index approach. As can be seen, the entropy approach performances better than the velocity index one, as inferable by comparing the median and 75th percentile of error that doesn't exceed 5% and 7% for the Entropy, respectively, and 12% and 22% for Velocity Index, respectively.

Finally, in terms of u_{maxv} , the correlation between observed and computed by the entropy method for each vertical is found good with $R > 0.94$ for the three sites. By way of example, Figure 2 shows for the higher flood in the dataset of Ponte Nuovo gauged site, the comparison between the velocity profile at four different verticals computed by the entropy method and the velocity points sampled by current meter. It is noticeable how the velocity profile shape is able to embed well the observed points, and particularly u_{maxv} . Similar performances are obtained for the velocity dataset of other investigated gage sites.

4 CONCLUSIONS

The measure of surface flow velocity is of considerable interest for the monitoring of high flow and the entropy method presented here has shown suitable to turn the surface velocity into depth-averaged velocity, even if secondary current effects occur. The entropic algorithm lends itself well to be applied when advanced no-contact technology as SVR and LSPIV are used to monitor the surface flow velocity across the river.

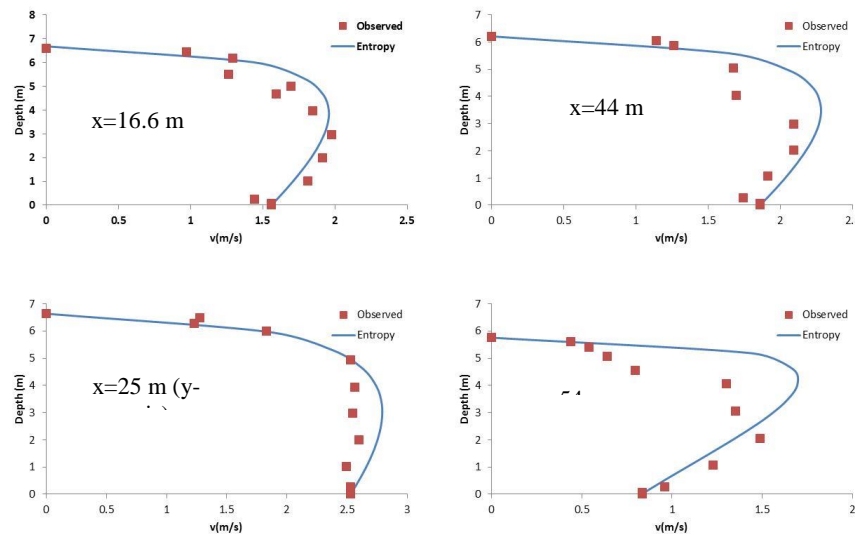


Figure 2. Velocity profiles estimated by entropy method (eq. 1 and eq. 5) plotted against velocity points sampled by current meter in four verticals during the higher flood of velocity dataset at Ponte Nuovo gage site. x is the distance from the left bank.

REFERENCES

- Chiu, C.L. Application of Entropy Concept in Open-Channel Flow Study", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 117(5), 615-627, 1991
- Corato G, Moramarco T, Tucciarelli T. Discharge estimation combining flow routing and occasional measurements of velocity. *Hydrol Earth Syst Sci* 15:2979–2994, 2011
- Costa, J. E., Spicer, K. R., Cheng, R.T, Haeni, F. P., Melcher N.B., Thurman E.M., Measuring stream discharge by non-contact methods: A proof-of-concept experiment, *Geophysical Research Letters*, 27, 4, 553-556, 2000
- Creutin, J. D., M. Muste, A. A. Bradley, S. C. Kim, and A. Kruger. River gauging using PIV techniques: A proof of concept experiment on the Iowa River, *J. Hydrol.*, 277(3-4), 182–194, 2003
- Ferro, V. ADV measurements of velocity distributions in a gravel-bed flume, *Earth Surf. Proc. Landforms*, 28, 707–722, 2003
- Fujita, I., Muste, M., Kruger, A., Large-scale particle image velocimetry for flow analysis in hydraulic applications. *J. Hydraul. Res.* 36, 397–414, 1998.
- Yang, S. Q., Tan, S. K., and Lim, S. Y. Velocity distribution and dip-phenomenon in smooth uniform open channel flows. *J. Hydraul.Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9429(2004)130:12(1179), 1179–1186, 2004
- Moramarco, T., and Singh, V. Formulation of the entropy parameter based on hydraulic and geometric characteristics of river cross sections *J. Hydrol. Eng.*, 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000255, 852–858, 2010
- Moramarco, T., Saltalippi, C., and Singh, V. P. Estimation of mean velocity in natural channel based on Chiu's velocity distribution equation. *J. Hydrol. Eng.*, 9, 42–50, 2004
- Tauro, F., M. Porfiri, and S. Grimaldi. Orienting the camera and firing lasers to enhance large scale particle image velocimetry for streamflow monitoring, *Water Resour. Res.*, 50, 7470–7483, doi:10.1002/2014WR015952, 2014
- Welber M., Le Coz J., Laronne J B, Zolezzi G., Zamler D, Dramais G, Hauet A, Salvaro M. Field assessment of noncontact stream gauging using portable surface velocity radars (SVR), *Water Resources Res.* DOI: 10.1002/2015WR017906, 2016

ANALYSIS OF DIFFERENT SOURCES OF VARIABILITY OF SOIL RELATED PARAMETERS AT FIELD SCALE FOR HYDROLOGICAL SIMULATIONS

Mouna Feki¹, Giovanni Ravazanni¹, Alessandro Ceppi¹, Marco Mancini¹

(1) Department of Civil and Environmental Engineering (D.I.C.A.), Politecnico di Milano, Milan, Italy

KEY POINTS:

- *Hydrological models require extensive soil parameters collection*
- *Soils to be characterized exhibit large variations in space and time*
- *Soil properties variability has implications on hydrological simulations*

1 INTRODUCTION

Infiltration as an important component of the hydrological cycle is controlled mainly by soil hydraulic parameters. Numerous methods that have been developed to measure or estimate these parameters exhibit different levels of confidence. Implemented field and laboratory procedures are expensive and time consuming particularly for soils with high clay content. Saturated hydraulic conductivity (KSAT) could be defined through direct field and laboratory measurements or derived from direct or inverse measurements (*Dane and Topp*, 2002). Soil water retention curve parameters are usually measured in the laboratory using suction tables and pressure chambers. This method is time consuming, with a high cost and its applicability is limited at relatively low water potentials due to the poor plate-soil contact (*Schinder et al.*, 2012). As an alternative, numerical inversion of transient flow experiment such as multistep outflow and evaporation method has been implemented for soil hydraulic properties determination (*Peters and Durner*, 2008). Data evaluation methods of these experiments through data fitting or inverse modelling are based on minimizing the difference between optimized and observed parameters (*Iovino and Romano*, 2004). For any indirect or direct estimation method of soil water retention curve parameters fits to a selected parametric equation. Many empirical models exists in the literature (*Gardner*, 1958; *Brooks & Corey*, 1964; *Campbell*, 1974; *Clapp & Hornberger*, 1978; *van Genuchten*, 1980; *Hutson & Cass*, 1987; *Russo*, 1988) but Brooks and Corey (BC) (1964) and Van Genuchten (VG) (1980) are the most used models to describe soil water retention curve implemented especially within pedotransfer functions. In recent years many pedotransfer functions (PTFs) were developed, due to the short comings of direct and indirect methods. These functions started to be widely used under the condition of required validation of their applicability through some direct measurements (*Durner & Lipsius*, 2005). Adding to the uncertainty that may be induced from the selection of parameter determination method, soil parameters are subjected to temporal (during a cropping cycle) and spatial variability. Due to biological processes and agricultural management practices: tillage, irrigation, fertilization and harvest; soil properties are subjected to diverse physical and chemical changes that leads to a non-stability in term of water and chemical movements within the soil as well to the groundwater. Many researchers have focused their studies on quantifying effect of tillage on soil properties (*Green et al.* 2003, *Mapa et al.* 1986). Others tried to assess the effect of wheel traffic on infiltration (*Ankeny et al.* 1990, *Defossez et al.* 2003). Fewer studies were carried out to evaluate the impact of agronomic practices on soil properties as well on soil water movement within the vadoze zone (*Ndiaye et al.* 2007). Better understanding of the effect of different sources of uncertainty of soil hydraulic parameters could improve hydrological simulations accuracy.

2 MATERIAL AND METHODS

The study site is a maize field (45°13'31.70'' N, 9°36'26.82 E) located in Northern Italy-Lombardy region. This field belongs to the Consortium of Muzza Bassa Lodigiana. This site is a surface irrigated field that covers an area of 6ha. Experimental measurements were carried out from 21 April 2015 to 16 September 2015. This site was taken as case study of the SEGUICI project, aimed at experimenting soil moisture forecast for irrigation scheduling. Both meteorological data and soil moisture were monitored. The field was equipped with an eddy covariance and meteorological stations. Sentek probe together with three TDR probes

were inserted at different soil depths. During several field visits soil samples were collected at different points (A01, A02, A03 and A04), at different soil depths (0cm, 20cm, 40cm). We limited our soil parameter monitoring to the first 40 cm of the soil, since the top soil is more susceptible to variability due to agronomic practices than deeper layers. For each soil sample we carried out several tests to assess the saturated hydraulic conductivity (KSAT), soil water retention curve parameters (SWRC), bulk density (BD), particle size distribution (PSD) and organic matter content (OM). The selection of sampling points was aimed to assess the spatial variability of soil properties as well to assess the effect of cropping practices at different locations of the field (near to the irrigation canal (A02), at the middle of the field (A01) and at the extremity of the field (A03)). The point A04 was selected from an uncultivated part of the field, since 8 years, in order to assess the effect of agronomic practices on soil properties as compared with other points of the field located within the maize cultivated part for more than 25 years. Several methods were applied for the measurement of the saturated hydraulic conductivity. The experiments with Guelph permeameter were performed together with laboratory falling head measurements using the UMS-KSAT on undisturbed soil samples. Soil water retention and hydraulic conductivity curves from the evaporation method were fitted to different unimodal and bimodal parametric equations (BC, VG-UNI, VG-BI, KOSUGI-UNI, and KOSUGI-BI). Collected soil parameters (PSD, BD and OM) were used to assess the validity of different pedotransfer function for the study area.

3 RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Determination method uncertainty

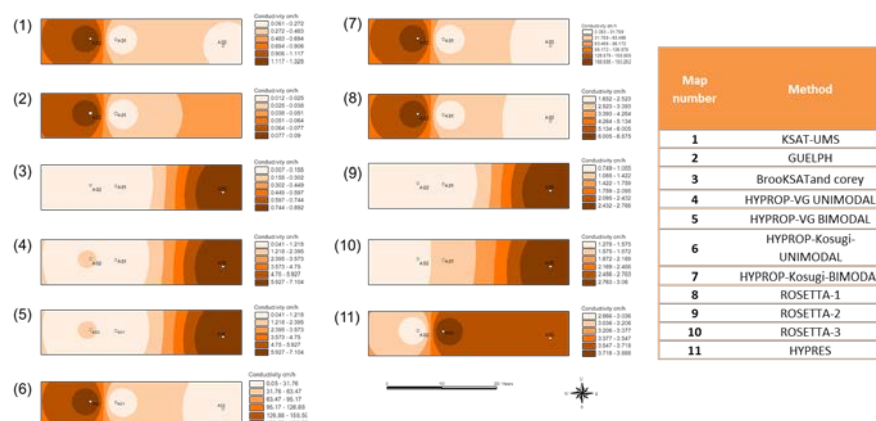


Figure 1. Saturated hydraulic conductivity maps from different tested determination methods

As shown in Figure1, some applied methods for KSAT determination yielded non-representative maps of this parameter for the study area. Thus, the method used to determine the saturated hydraulic conductivity is considered as a source of variability of this parameter among many other factors of variability (i.e: land use, agronomic practices). Field and laboratory measurements that are usually considered as the most accurate determination methods may also exhibit a certain level of error, depending on the study site conditions, sample collection and disturbance, and instrument installation. From this study, field measurements were time consuming and underestimated with one order of magnitude KSAT values. Van Genuchten unimodal gave better prediction of this parameter as compared with other fitted parametric equations. Pedotransfer functions for such field scale studies though without calibrations were able to give a good prediction for the saturated hydraulic conductivity. ROSETTA's textural classes based model was also able to give a good prediction, but the use of such a model would not be applicable for a field with fully developed crop or after any agronomic practice since it doesn't consider any other factors that impacts the KSAT such as Bulk density or organic matter, while other models of ROSETTA-MODEL 2, ROSETTA-MODEL 3 and HYPRES gave acceptable predictions with more input requirements. Results of HYPROP tests were fitted to

Brooks and Corey and Van Genuchten. Resulted water retention curve parameters were compared with different pedotransfer functions. Results showed that the pedotransfer function developed by (Wösten et al., 1999) gave better predictions of SWRC parameters among the other tested ones, as compared with laboratory determined SWRC.

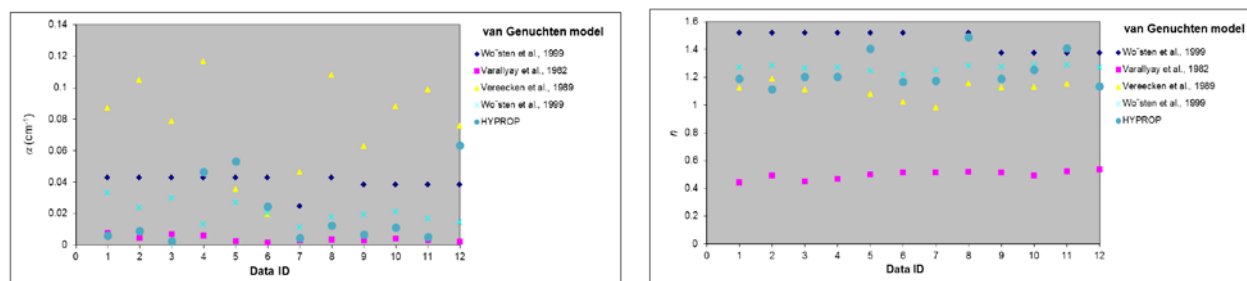


Figure 2. Comparison of some soil water retention curve parameters as determined by pedotransfer functions and HYPROP

3.2 Spatial and temporal variability

Soil properties showed changes during the cropping cycle. KSAT and the organic matter content increased, while the bulk density decreased. Assessment of results of the evaporation method showed as well variability of soil water retention curve vertically, horizontally and as well temporally. This variability was higher for samples taken from rows (under-plants) than the one taken from the inter-rows (between plants lines). These variations are induced probably due to roots development, biological activities and wetting /drying cycles. A04, as taken from an uncultivated part of the field presented the highest KSAT value in the first campaign due to grass roots and earthworms that were absent in the other cultivated part. Concerning the SWRC, comparison between the different tested samples at different depth and at different locations, showed that the available water was less in depth since soil was more compacted in these layers. This result could explain the shallow rooting depth of maize in the study area. Field capacity and wilting points were as well subjected to temporal variability since they decreased considerably between the first and second campaign. In the last field campaign, after harvest, soil properties were more homogenous than the previous measured ones. The results of performed soil properties measurements allowed us to conclude the existence of synergic effect between these parameters. The use of such time-variable parameters for hydrological simulations would improve the quality of prediction of soil moisture. Temporal and spatial variability assessment of soil parameters is expensive and time consuming, for this reason few studies only have addressed this aspect. Meanwhile, this kind of measurements will allow us to select more representative parameters for field conditions.

4 CONCLUSIONS

In this study some direct and indirect methods for deriving soil hydraulic properties were tested. Taking into consideration laboratory measured parameters as reference allowed us to assess the uncertainty induced from other tested methods. HYPRES pedotransfer function predictions of SWRC and KSAT for this study area showed good performances. Our results revealed as well the temporal and spatial dynamic of soil properties. Neglecting this variability could introduce more uncertainty into model simulations. The propagation of uncertainty from input parameters to hydrological model outputs should be evaluated.

Acknowledgements This work has been partly funded by Regione Lombardia in the framework of the SEGUICI project “Smart technologies for water resources management for civil consumption and irrigation”. The authors would like to thank the staff of LPM laboratory of Politecnico di Milano for their collaboration in determining organic matter content.

REFERENCES

- Ankeny, M.D., T.C. Kaspar and R. Horton. Characterization of tillage and traffic effects on unconfined infiltration measurements. *Soil Science Society of America Journal* 54: 837-840, 1990.
- Brooks, R.H., and Corey A.T. Hydraulic properties of porous media. *Hydrol. Paper 3*. Colorado State Univ., Fort Collins, CO, USA.
- Campbell, G.S., 1974. A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data, *Soil Sci.* 117(6):311-314, 1964.
- Clapp, R. B. and G. M. Hornberger. "Empirical Equations for Some Soil Hydraulic Properties," *Water Resources Research*, 14: 601-604, 1978.
- Dane, J.H. and C. Topp. *Methods of Soil Analysis*. 1st Edn., Soil Science Society of America, Madison, WI, ISBN-10: 089118841X, pp: 866, 2002.
- Durner, W. and Lipsius, K. Determining soil hydraulic properties, in: *Encyclopedia of Hydrological Sciences*, edited by: Anderson, M. G., chap. 75, John Wiley & Sons, Chichester, UK, 1121– 1143, 2005.
- Défosse, P., Richard, G., Boizard, H. and O'Sullivan, M.F. Modeling change in soil compaction due to agricultural traffic as function of soil water content. *Geoderma*, 116: 89-105, 2003.
- Gardner, W. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table, *Soil Sci.*, 85, 228 – 232, 1958.
- Green, T.R., L.R. Ahuja and J.G. Benjamin. Advances and challenges in predicting agricultural management effects on soil hydraulic properties. *Geoderma* 116: 3- 27, 2003.
- Hutson, J.L. & Cass, A. A retentivity function for use in soil-water simulation model. *J. Soil Sci.*, 38, 105-113, 1987.
- Iovino, M., Romano, N. Inverse modeling of evaporation and multistep outflow experiments for determining soil hydraulic properties: a comparison, *RIVISTA DI INGEGNERIA AGRARIA*, 2, 51-62, 2005.
- Mapa, R.B., L. Santo and R.E. Green. Temporal variability of soil hydraulic properties with wetting and drying subsequent to tillage. *Soil Science Society of America Journal* 50: 1133-1138, 1986.
- Ndiaye, B., Molenat, J., Hallaire, V., Hamon, C.G.Y. "Effects of agricultural practices on hydraulic properties and water movement in soils in Brittany (France)". *J. Soil & Tillage Res.* 93, 251-263, 2007.
- Peters, A., and Durner, W. Simplified evaporation method for determining soil hydraulic properties. *Journal of Hydrology* 356 (1), 147-162, 2008.
- Russo, D. Determining soil hydraulic properties by parameter estimation: On the selection of a model for the hydraulic properties. *Water Resour. Res.*, 24(3), 453-459, 1988.
- Schindler, U., Muller, L., da Veiga, M., Zhang, Y., Schlindwein, S. Hu, C. Comparison of water-retention functions obtained from the extended evaporation method and the standard methods sand/kaolin boxes and pressure plate extractor. *Journal of Plant Nutrition & Soil Science*, 175, 527–534, 2012.
- Van Genuchten, M. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 44:892-898, 1980.

MISURE DI PRECIPITAZIONI CON UN PLUVIOMETRO DI 100 M²

Salvatore Grimaldi¹, Andrea Petroselli², Elisa Adirosi³, Luca Baldini³, Francesco Napolitano⁴, Eugenio Gorgucci³

(1) Dipartimento per l'Innovazione nei Sistemi Biologici, Agroalimentari e Forestali, Università degli Studi della Tuscia, Via San Camillo de Lellis snc, 01100, Viterbo. (2) Dipartimento di Scienze Agrarie e Forestali, Università degli Studi della Tuscia, Via San Camillo de Lellis snc, 01100, Viterbo; (3) Institute of Atmospheric Sciences and Climate, Italian National Research Council (CNR), Via Fosso del Cavaliere, 100, 00133 Roma, Italy; (4) Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale, Sapienza - Università degli studi di Roma, Via Eudossiana 18, 00184 Roma

ASPETTI CHIAVE

- Viene presentato un pluviometro innovativo con area di raccolta pari a 100 m², denominato macro-pluviometro.
- Le misure derivanti dal macro-pluviometro vengono confrontate con quelle provenienti da 4 pluviometri tradizionali posti ai vertici del macro-pluviometro.
- Eventi di precipitazione di particolare intensità mostrano differenze fino a 40% tra le misure, con sottostime dei pluviometri tradizionali rispetto al macro-pluviometro.

1 INTRODUZIONE

La misura delle precipitazioni è cruciale per la conoscenza di una moltitudine di processi nelle scienze ambientali. Lo strumento più utilizzato, operativo, con una ampia diffusione spaziale e temporale, da più di un secolo, è il pluviometro (Strangeways, 2010). Il successo di tale strumento è dovuto alla sua economicità, versatilità di installazione e al fatto che, come poche volte avviene nelle osservazioni idrologiche, fornisce una misura diretta. Il suo principale limite è che fornisce una informazione puntuale. Infatti, nonostante ci sia una buona estensione della rete pluviometrica nazionale, essa è insufficiente per una adeguata caratterizzazione spaziale di un processo così variabile quale è la precipitazione. Al fine di superare tale limite sono stati proposti negli ultimi decenni dei metodi alternativi e innovativi. Tali alternative, per quanto siano in grado di offrire una stima della precipitazione, non forniscono delle misure vere e proprie perché si basano su osservazioni indirette affette da approssimazioni difficili da quantificare. Ma la loro peculiarità risiede nella possibilità di caratterizzare il fenomeno a scale spaziali vantaggiose rispetto al pluviometro tradizionale. Lo strumento alternativo più consolidato è il Radar Meteorologico (Doviak & Zrnica, 2014) che tramite le misure di riflettività dell'umidità presente nell'atmosfera permette la stima dei campi di precipitazione in aree estese migliaia di Km². Altrettanto consolidato è il disdrometro (Frasson et al., 2011), altro strumento puntuale, che permette oltre la stima dell'intensità di precipitazione anche la stima della distribuzione dei diametri e delle velocità delle gocce di pioggia. Esso si basa sulla misura della caduta di potenziale di un lama di luce da cui, per calibrazione, si ottiene la stima del comportamento cinematico delle meteore. Ne esistono monodimensionali e bidimensionali. Più recenti e più innovative sono le tecniche di stima derivate dalla caduta di potenziale delle reti GSM (Global System for Mobile Communications) dei cellulari (Overeem et al., 2013) che ha la peculiarità di sfruttare la fitta estensione della rete dei telefoni anche in parti del mondo ove non si dispone di una rete di pluviometri; le tecniche di misure dirette da analisi di video da telecamere commerciali (Allamano et al., 2015), tecniche che derivano la stima dalla velocità dei tergicristalli delle automobili (Rabiei, 2013), e tecniche che analizzano il suono di impatto della singola goccia (van de Giesen et al., 2014). Ovviamente tali tecniche sono molto approssimate ma sono rilevanti perché colmano alcune problematiche nella stima delle precipitazioni.

In ogni caso, nel presente e nel futuro delle osservazioni idrologiche il pluviometro avrà sempre un ruolo centrale e di riferimento rispetto a tutte le tecniche innovative che saranno proposte ed introdotte. Nonostante sia utilizzato da più di un secolo il pluviometro non è scevro da limitazioni intrinseche e possibili approssimazioni nella misura che fornisce. La causa principale di queste è dovuta alla sua dimensione che, seppur ne ha permesso e ne permette una diffusione capillare, produce delle potenziali sottostime. Nella letteratura scientifica sono numerose le analisi pubblicate che valutano gli effetti della modeste dimensioni

dell'orifizio (0.1 m^2), e forse la più interessante è quella che ha verificato che mettendo due pluviometri vicini questi non forniscono gli stessi valori di precipitazione a causa della forte variabilità della stessa (*Krajewski et al.*, 2003). La letteratura concorda nel ritenere che le dimensioni limitate dell'orifizio siano causa di una rilevante approssimazione dovuta al vento (*Rodda & Dixon*, 2012). In caso di eventi estremi di breve durata, che sono di particolare interesse per l'ingegnere idraulico e che avvengono solitamente in presenza di forti turbolenze, si possono avere delle significative sottostime.

Ad oggi, nella lunga storia della strumentazione pluviometrica, anche nei siti sperimentali di calibrazione degli strumenti patrocinati dalla World Meteorological Organization non si sono mai stati testati o introdotti dei pluviometri caratterizzati da un orifizio di dimensioni maggiori di quelle standard. Di recente, nel 2012, è stato realizzato un apparato sperimentale, chiamato “macro-pluviometro” o “giant-raingauge”, *Grimaldi et al.* (in press), che corrisponde ad un pluviometro di 100 m^2 , di cui nella presente memoria si presentano delle analisi preliminari delle osservazioni acquisite durante alcuni eventi pluviometrici.

2 DESCRIZIONE DEL MACRO-PLUVIOMETRO

L'apparato sperimentale è installato nella parcella dell'Azienda Agraria dell'Università degli Studi della Tuscia in Viterbo e gestito nell'ambito delle attività del MecHydroLab (www.mechydrolab.org). Lo schema funzionale è illustrato nelle Figure 1 e 2. Esso consiste in due falde di alluminio convergenti con pendenza del 20% che offrono una superficie di raccolta delle acque meteoriche pari a 100 m^2 . Le due falde di alluminio sono contornate da un pannello di 20 cm che ne riduce l'effetto di bordo. L'acqua precipitata sulle due falde si concentra in un canale centrale (con pendenza 1%) tramite il quale defluisce in una vasca cilindrica preposta per la misura della portata effluente dalla quale si deriva la precipitazione avvenuta. Tale misura è eseguita tramite uno stramazzo a sezione mista (triangolare e rettangolare) il cui livello è misurato tramite un sensore di pressione. L'immissione del flusso di acqua dal canale centrale alla vasca cilindrica è assicurato da un doppio tubo concentrico forato che garantisce la dissipazione dell'energia cinetica annullando le turbolenze nella vasca, permettendo così una misura di livello accurata. La doppia forma della sezione dello stramazzo permette invece di misurare sia le portate minime che quelle massime che si verificano durante gli eventi estremi (fino a 350 mm/h). Una serie di prove sperimentali controllate ha permesso la calibrazione dell'apparato e la identificazione della risoluzione temporale minima di funzionamento che è risultata pari a 5 minuti. Infatti, al contrario del pluviometro tradizionale, in questo strumento si verifica un tempo di percorrenza della goccia precipitata nel punto più lontano per raggiungere la sezione dello stramazzo. La misura della precipitazione è ottenuta dal rapporto tra la portata media osservata in 5 minuti e l'area della superficie di raccolta (100 m^2). Per avere delle misure di confronto sono stati installati sui quattro vertici del macro-pluviometro dei pluviometri tradizionali SBS-500 Campbell Scientific. Tutti i dettagli della costruzione e calibrazione sono descritti in *Grimaldi et al.* (in press).



Figura 1. Visione dall'alto del macro-pluviometro.



Figura 2. Visione generale e dettagli del macro-pluviometro.

3 RISULTATI PRELIMINARI

In questa sezione sono descritti dei confronti eseguiti per alcuni eventi di precipitazione misurati sia con i quattro pluviometri standard sia con il marco-pluviometrone. Il confronto viene svolto tra i valori mediati su diverse risoluzioni temporali (5, 10, 30 minuti) registrati al macro-pluviometro con i valori registrati dai quattro pluviometri standard e la loro media. Gli eventi presi in considerazione sono 26, osservati dal 2012 al 2014. Le intensità massime registrate non sono particolarmente rilevanti (dai 15 ai 25 mm/h), infatti corrispondono ad eventi di circa 1 anno di tempo di ritorno. In Figura 3 si riporta il confronto puntuale di tutte le intensità a 5 minuti registrate nei 26 eventi.

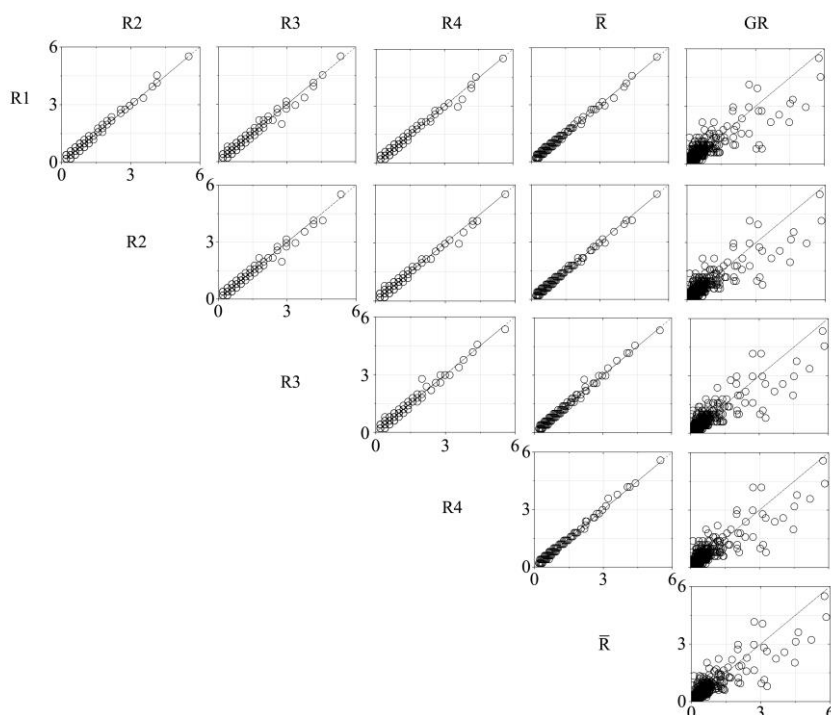


Figura 3. Confronto tra le intensità di precipitazioni a 5 minuti osservate in tutti i 26 eventi considerati nei pluviometri tradizionali e nel macro-pluviometro. R1, R2, R3, R4 indicano i 4 pluviometri standard, R la media dei pluviometri standard e GR il macro-pluviometro.

Si può osservare nell'ultima colonna come per valori di intensità maggiore il macro-pluviometro suggerisca valori significativamente superiori ai quattro pluviometri standard. Al fine di quantificare tali differenze si è scelto il seguente indice (Differenza Relativa Media):

$$R_{M_j} = D \frac{1}{N} \sum_i \left(\frac{G - R_j}{R_j} \right) \quad (1)$$

ove GR rappresenta il valore relativo al macro-pluviometro, R_j il valore del pluviometro standard di riferimento e N il numero di valori analizzati. Tale indice è stato applicato sia a tutto il campione illustrato in Figura 3 sia ad una parte di esso e precisamente su tutti i valori superiori ad una certa soglia (il 75%, 85% e 95% percentile). I valori ottenuti sono sintetizzati in Figura 4. Come atteso le differenze per intensità stimate dai 5 a 15 minuti di risoluzione temporale per gli eventi più importanti possono essere significative, in media sino al 40% di differenza.

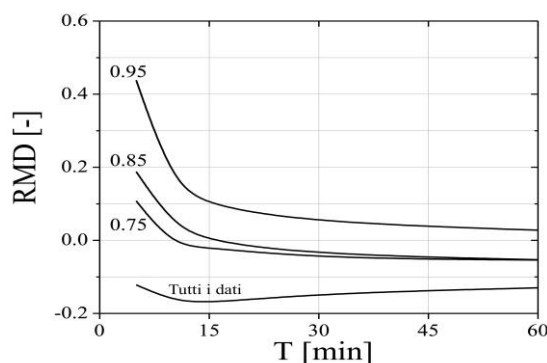


Figura 4. Andamento dell'indice RMD al variare della risoluzione temporale delle intensità di precipitazione e del quantile usato come soglia per selezionare i valori di confronto.

4 CONCLUSIONI

In questo lavoro, dopo una breve riesamina delle tecniche di misura di precipitazione, viene presentato un apparato sperimentale innovativo utile a comprendere e quantificare le eventuali approssimazioni che il pluviometro tradizionale può mostrare in caso di eventi estremi. L'apparato proposto, denominato macro-pluviometro, consiste in un pluviometro di 100 m² installato presso l'Università degli Studi della Tuscia di Viterbo. Le analisi preliminari svolte sulle osservazioni raccolte nei pochi anni disponibili mostrano una marcata differenza tra le precipitazioni osservate ai pluviometri tradizionali e quelle registrate dal macro-pluviometro. Tali differenze raggiungono il 40% per i valori più estremi di precipitazione e per risoluzioni di 5 minuti.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Overeem, A., Leijnse, H., Uijlenhoet, R. Country-wide rainfall maps from cellular communication networks PNAS 2013 110 (8) 2741-2745; published ahead of print February 4, 2013, doi:10.1073/pnas.1217961110
- Allamano, P., A. Croci, and F. Laio. Toward the camera rain gauge. *Water Resour. Res.*, 51, 1744-1757, doi:10.1002/2014WR016298. 2015
- Doviak, R. J., Zrnic, D. S. Doppler Radar & Weather Observations. Academic press, 2014.
- Frasson, R.P.D.M., da Cunha, L.K., Krajewski, W.F. Assessment of the Thies optical disdrometer performance. *Atmospheric Research*, 101 (1-2), pp. 237-255. 2011.
- van de Giesen, N., Hut, R. and Selker, J. The Trans-African Hydro-Meteorological Observatory (TAHMO). *WIREs Water*, 1: 341-348. doi:10.1002/wat2.1034. 2014.
- Grimaldi S, Petroselli A, Baldini L, Gorgucci E. (in press). Description and preliminary results of a giant-rain gauge. *Journal of Hydrology* 2015.
- Krajewski, W., Ciach, G. J., Habib, E. An analysis of small-scale rainfall variability in different climatic regimes, *Hydrological Sciences Journal*, 48:2, 151-162, DOI: 10.1623/hysj.48.2.151.44694. 2003
- Rabiei, E., Haberlandt, U., Sester, M., and Fitzner, D.: Rainfall estimation using moving cars as rain gauges – laboratory experiments, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 17, 4701-4712, doi:10.5194/hess-17-4701-2013, 2013.
- Rodda J.C., Dixon H., Rainfall measurement revisited, *Weather*, 67(5), 131-136, 2012.
- Strangeways I., A history of rain gauges. *Weather*, 65(5), 133-138, 2010.

POTENZIALE DEI DATI SATELLITARI PER LA PREVISIONE DELLE PIENE NEL FIUME BENUE IN NIGERIA

Angelica Tarpanelli¹, Giriraj Amarnath², Luca Brocca¹, Christian Massari¹, Silvia Barbetta¹, Tommaso Moramarco¹

(1) Research Institute for Geo-hydrological Protection, National Research Council, Via Madonna Alta 126, 06128 Perugia, Italy; e-mail: angelica.tarpanelli@irpi.cnr.it; luca.brocca@irpi.cnr.it; christian.massari@irpi.cnr.it; silvia.barbetta@irpi.cnr.it; tommaso.moramarco@irpi.cnr.it (2) International Water Management Institute (IWMI), 127 Sunil Mawatha, Pelawatte, Battaramulla, Colombo, 10120, Sri Lanka; e-mail: A.Giriraj@cgiar.org

ASPETTI CHIAVE:

- Le inondazioni sono tra le calamità naturali più disastrose al mondo, specialmente nei paesi in via di sviluppo in cui la mancanza di reti di monitoraggio adeguate inficiano le operazioni di previsione.
- I sensori satellitari come MODIS e altimetro radar potrebbero fornire adeguate stime di portata ed il loro potenziale viene qui testato per la previsione dei deflussi in un sito del Fiume Benue in Nigeria.
- I risultati soddisfacenti incoraggiano l'utilizzo dei sensori satellitari per la previsione delle piene in siti fluviali scarsamente o non strumentati.

1 INTRODUZIONE

Le inondazioni costituiscono uno dei rischi naturali più devastanti al mondo. Il loro impatto sulla società è elevatissimo soprattutto nei paesi in via di sviluppo, in cui le condizioni di vita e l'organizzazione politico-sociale di alcuni insediamenti non sono sufficienti a fronteggiare e sostenere questo tipo di calamità naturale. In questo contesto, la stima della portata fluviale è uno strumento fondamentale per affrontare la gestione della risorsa idrica e valutare la severità del rischio da inondazione. Tuttavia la mancanza e/o l'insufficienza delle reti di monitoraggio in questi paesi ostacola qualsiasi attività di previsione e controllo che potrebbero mitigare gli effetti del verificarsi di eventi estremi.

Negli ultimi anni, il telerilevamento da sensori satellitari ha dimostrato la sua efficacia nella stima della portata fluviale, anche a supporto delle attività di previsione. Recentemente, è stato testato con successo il potenziale dell'altimetria radar per la stima dei livelli fluviali anche in siti non monitorati (Pandey & Amarnath, 2015). Tuttavia ai grandi benefici di questa tecnica si associa lo svantaggio di avere una risoluzione temporale di 10 o 35 giorni (in funzione della missione satellitare) provocando così ritardi nelle operazioni di previsione. Per questa ragione, è auspicabile utilizzare sensori a risoluzione temporale più alta come MODIS (Moderate Resolution Imaging Spectroradiometer) che grazie alla disponibilità di un dato giornaliero può essere di supporto alla previsione della portata (Tarpanelli et al., 2013).

Su tali basi, la memoria illustrerà le potenzialità dell'utilizzo di MODIS e dell'altimetro radar (AR) nella previsione della portata in siti fluviali scarsamente strumentati. La sezione idrometrica di Makurdi del bacino del Benue in Nigeria è usata come caso di studio.

2 AREA DI STUDIO E DATASETS

L'area di studio è un tratto del fiume Benue in Nigeria di circa 168 km caratterizzato da una sezione di monte dove sono disponibili solo dati satellitari (MODIS e AR) e una sezione di valle, Makurdi, in cui si conoscono dati di livello e portata forniti dal Nigeria Hydrological Services Agency (NIHSA) e dal Federal Ministry of Agriculture and Rural Development (FMARD) della Nigeria.

MODIS è lo spettrometro a bordo dei satelliti della NASA (National Aeronautics and Space Administration), TERRA e AQUA che misura la radiazione elettromagnetica nelle lunghezze d'onda del visibile e dell'infrarosso. Per l'analisi sono considerati i prodotti giornalieri di livello 2 da entrambi i satelliti scaricabili dal sito <http://e4ftl01.cr.usgs.gov/> da cui è stata estratta la seconda banda nel vicino infrarosso (NIR) con risoluzione spaziale di 250 m.

Per i dati da AR, sono stati estratti i dati corrispondenti alla traccia ENVISAT 530 e successivamente

elaborati mediante il software VALS (Virtual ALtimetry Station tool, disponibile al sito <http://www.ore-hybam.org/index.php/eng/Software/VALS>) per la georeferenziazione e la correzione atmosferica necessaria ad ottenere la serie di livello superficiale del fiume.

3 PREVISIONE DELLA PORTATA FLUVIALE CON MODIS E ALTIMETRO

La procedura per la previsione della portata fluviale da sensori satellitari viene eseguita in maniera distinta e nel seguito si dà una breve spiegazione delle tecniche utilizzate. Tale descrizione è preceduta da una breve nota sulla stima del tempo di trasferimento utile per entrambi i metodi.

3.1 Stima del tempo di trasferimento

L'analisi è eseguita per un tratto di studio in cui il contributo dell'interbacino è trascurabile e non ci sono affluenti concentrati significativi. Queste due assunzioni sono molto importanti al fine di applicare la procedura e ottenere risultati affidabili. Per la stima del tempo di trasferimento, dt , i livelli della sezione di monte ottenuti da altimetro sono confrontati con quelli della sezione di valle osservati e selezionati a differenti passi temporali a partire dalla data di passaggio del satellite aumentando di un giorno fino ad un massimo di 10 giorni. La serie osservata che fornisce il coefficiente di correlazione massimo individua il tempo di trasferimento da considerare per l'analisi.

3.2 Previsione della portata da MODIS

Per la stima della portata da immagini satellitari è stata adottata la metodologia proposta da *Brakenridge et al.* (2007) ed estesa da *Tarpanelli et al.* (2013) che sfrutta il diverso comportamento spettrale dei corpi idrici e del terreno. La metodologia si basa sul rapporto C/M , dove M è la riflettanza superficiale di un pixel localizzato nel corso d'acqua (ossia caratterizzato dalla presenza permanente di acqua), e C è quella di un pixel posizionato vicino al fiume in un'area sicuramente non affetta da inondazioni. Poiché la riflettanza dell'acqua è minore, rispetto a quella del terreno, in via di principio tale rapporto deve incrementare con la presenza di acqua e quindi con la portata. Generalmente il rapporto C/M è caratterizzato da un andamento temporale affetto da rumore, in parte legato alle modalità di acquisizione dei satelliti polari ma anche dovuto ad effetti atmosferici, che può essere ridotto applicando un filtro di tipo esponenziale utilizzato per il filtraggio di dati satellitari di umidità del suolo (*Wagner et al.*, 1999). La serie temporale filtrata, C/M^* , per il sito fluviale di monte è messa in relazione con la serie di portata alla sezione di valle tenendo conto del tempo di trasferimento dell'onda fluviale, dt . La relazione lineare che lega il segnale ad un determinato tempo t , $C/M^*(t)$, e la portata di valle $Q_v(t+dt)$ permette di stimare i coefficienti (pendenza ed intercetta) utili per effettuare la previsione alla stazione di valle.

3.3 Previsione della portata da altimetro radar

La stima della portata tramite altimetro radar è legata alla conoscenza della scala di deflusso della stazione di valle nella forma $Q_v(t) = a h_v(t)^b$. Prima vengono messi in relazione i livelli idrometrici di entrambe le sezioni al fine di stabilire una relazione tra le due variabili nella forma $h_v(t+dt) = F(h_{alt_m}(t))$ da cui $Q_v(t+dt) = a F(h_{alt_m}(t))^b$. Anche in questo caso il tempo di trasferimento dell'onda è considerato per tener conto della non simultaneità della piena e ottenere così un'affidabile previsione a valle.

Le performance dell'analisi sono valutate in termini di coefficiente di correlazione, di fractional Root Mean Square Error, $fRMSE$ e di efficienza di Nash-Sutcliffe, NS . Anche il coefficiente di persistenza (*Draper et al.*, 2013) è calcolato al fine di valutare il beneficio effettivo della previsione rispetto al valore senza modello.

4 RISULTATI E DISCUSSIONE

L'analisi tiene conto della evidente stagionalità che caratterizza il fiume Benue e pertanto la relazione tra il segnale di MODIS e la serie di portata osservata è stata valutata considerando le anomalie di entrambe le serie temporali ottenute rimuovendo la media giornaliera calcolata per i vari anni. Le serie risultanti sono raffigurate in figura 1a e 1b dove l'anomalia della serie di portata ottenuta tramite MODIS usando il rapporto

C/M* segue abbastanza bene il comportamento delle serie osservate sia per AQUA che per TERRA. Il coefficiente di correlazione è per entrambi i prodotti pari a 0.77, $fRMSE$ pari a 0.64 e NS pari a 0.59. In termini di previsione di portata con 4 giorni di lead time a Makurdi, raffigurata nelle figure 1c e 1d, le performance sono soddisfacenti con coefficienti di correlazione di 0.98 (0.99), $fRMSE$ di 0.18 (0.15) e NS pari a 0.97 (0.98) con i dati dal satellite AQUA (TERRA).

La figura 2 mostra i risultati ottenuti utilizzando anche la procedura che fa uso dei dati altimetrici. Si nota come il confronto tra i livelli stimati da AR nella traccia 530 del satellite ENVISAT e quelli osservati traslati alla stazione di Makurdi sia molto buono, ottenendo un coefficiente di correlazione pari a 0.99. Utilizzando quindi solo le osservazioni dell'altimetro nella sezione di monte, le portate previste a Makurdi quattro giorni in avanti risultano abbastanza affidabili, come dimostrato dal coefficiente di persistenza pari a 0.98. Tuttavia, come evidenziato in figura la continuità temporale dell'altimetro è piuttosto scadente e in diverse occasioni la portata di picco, come da attendersi, non viene riprodotta. Al contrario il sensore MODIS, fornendo dati quasi giornalieri, consente di prevedere le portate con un campionamento temporale molto più frequente e con risultati abbastanza soddisfacenti. Il coefficiente di persistenza varia da 0.58 per TERRA a 0.31 per AQUA. Questa differenza è dovuta principalmente al campione di dati abbastanza diverso (661 dati per TERRA, 839 per AQUA e solo 38 per l'altimetro).

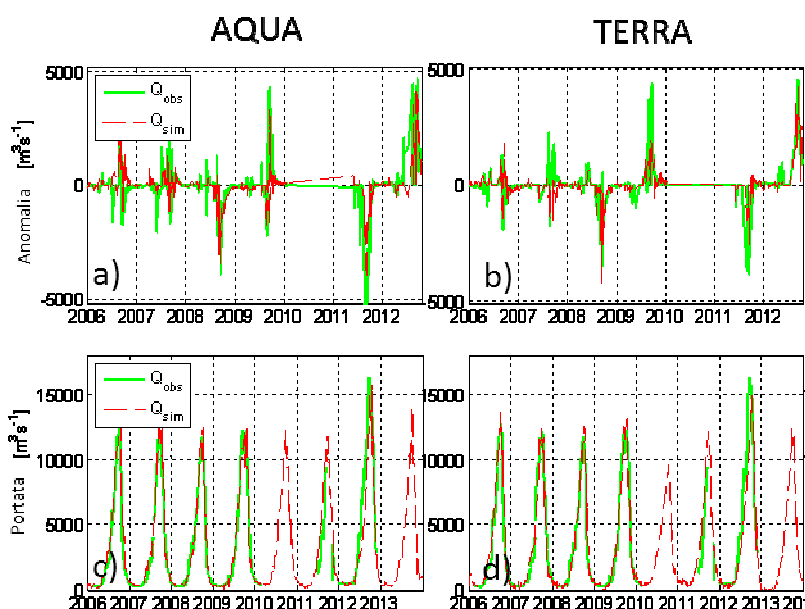


Figura 1. Serie temporali di anomalia (a e b) e portata totale prevista quattro giorni prima (c e d) per la stazione strumentata di Makurdi, mediante l'uso del sensore MODIS a bordo del satellite AQUA (a e c) e TERRA (b e d).

L'andamento temporale delle portate mostrato in figura 2 evidenzia inoltre come le portate simulate da MODIS seguano molto bene l'andamento di quelle osservate essendo più basse negli anni 2008-2009 e più alte nel 2012, anno in cui si è registrata una piena piuttosto gravosa sul territorio nigeriano. Inoltre, l'uso dei sensori satellitari permette di stimare le portate anche quando vi sono interruzioni nella serie di dati osservati al suolo. In figura 2, infatti, è evidente come da MODIS è possibile estrarre le portate nei periodi di non funzionamento del sensore nella stazione strumentata come per esempio negli anni 2010-2011, oppure di estendere la serie anche quando i dati al suolo non sono disponibili, come per l'anno 2013.

5 CONCLUSIONI

L'analisi ha mostrato le potenzialità di due sensori satellitari, MODIS e altimetro, per la previsione della portata con un lead time di 4 giorni nella sezione di Makurdi sul Fiume Benue in Nigeria. I risultati hanno evidenziato che MODIS, seppur con accuratezza minore, è in grado di fornire buone stime di portata in

maniera continua, mentre l'altimetro radar anche se fornisce errori minori ha un campionamento temporale limitato per poter essere usato in condizioni operative. Sicuramente l'utilizzo integrato di più sensori altimetrici grazie all'aumento della risoluzione temporale, ne favorirebbe l'utilizzo anche in sistemi di previsione.

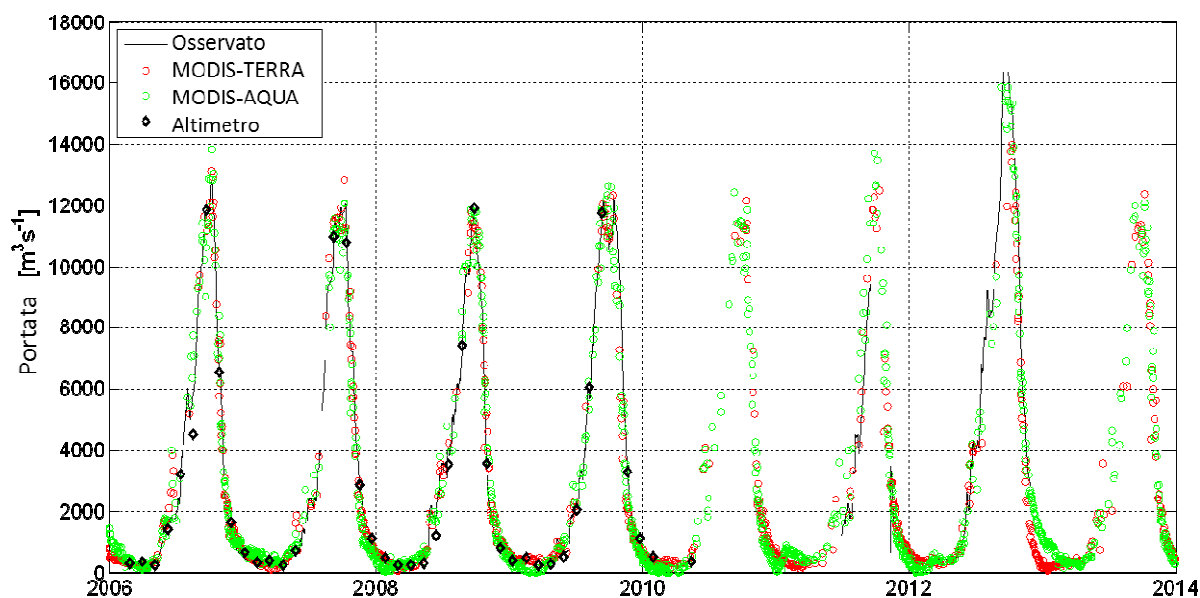


Figura 2. Confronto tra la serie temporale di portata osservata alla stazione di Makurdi e le serie previste 4 giorni in avanti mediante MODIS e altimetro radar.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Brakenridge, G. R., Nghiem, S. V., Anderson, E., & Mic, R. (2007). Orbital microwave measurement of river discharge and ice status. *Water Resources Research*, 43, W04405.
- Draper, C., Reichle, R., De Jeu, R., Naeimi, V., Parinussa, R., & Wagner, W. (2013). Estimating root mean square errors in remotely sensed soil moisture over continental scale domains, *Remote Sensing of Environment*, 137, 288-298.
- Pandey, R., & Amarnath, G. (2015). The potential of satellite radar altimetry in flood forecasting: concept and implementation for the Niger-Benue river basin. *Proc. IAHS*, 370, 223-227.
- Tarpanelli, A., Brocca, L., Lacava, T., Melone, F., Moramarco, T., Faruolo, M., Pergola, N., & Tramutoli, V. (2013). Toward the estimation of river discharge variations using MODIS data in ungauged basins. *Remote Sensing of Environment*, 136, 47-55.
- Wagner, W., Lemoine, G., & Rott, H. (1999). A method for estimating soil moisture from ERS scatterometer and soil data, *Remote Sensing of Environment*, 70, 191-207.

MEASURING SURFACE FLOW VELOCITY FROM DRONES

Flavia Tauro¹, Salvatore Grimaldi^{1,2}, Andrea Petroselli³ & Maurizio Porfiri²

(1) Dipartimento per l'Innovazione nei Sistemi Biologici, Agroalimentari e Forestali, University of Tuscia, Viterbo 01100, Italy; (2) Dipartimento di Scienze Agrarie e Forestali, University of Tuscia, Viterbo 01100, Italy; (3) Department of Mechanical and Aerospace Engineering, New York University Tandon School of Engineering, 11201 Brooklyn, NY, USA

KEY POINTS

- A recreational drone is used to demonstrate non-contact surface flow velocity measurement
- Drone-based measurements are compared to traditional large scale particle image velocimetry implementations
- High sensitivity to tracer occurrence posits the use of alternative particle tracking velocimetry approaches

1. DRONES IN ENVIRONMENTAL MONITORING

In the last few years, several efforts have been devoted to the use of unintended technology for environmental observations (MOXXI, 2016). Among unconventional instrumentation, drones have empowered the realm of Earth science with novel observational capabilities. They enable data collection in hostile environments (McGonigle *et al.*, 2008) and observations at the large scale (Schiffman, 2014). Among environmental applications, drone technology has been adopted to map drainage networks in glacial environments (Rippin *et al.*, 2015), study erosion and deposition dynamics (Smith and Vericat, 2015), monitor crop fields (Gago *et al.*, 2015) and coastal wetlands (Klemas, 2015), and investigate channel reach morphology (Tamminga *et al.*, 2015). Further, low-cost drones have afforded the generation of digital elevation models in impoverished areas (Heimhuber *et al.*, 2015), and have been tested for environmental disaster and flooding sensing (Liu *et al.*, 2015). In (Pagano *et al.*, 2014; Tauro *et al.*, 2015), the feasibility of drone-based flow velocimetry is demonstrated through proof-of-concept experiments.

Here, we quantitatively assess the performance of drone-based surface flow measurements in outdoor settings against fixed large scale particle image velocimetry (LSPIV) implementations. Specifically, the efficacy of surface flow observations from an aerial sensing platform is investigated with respect to traditional LSPIV and the modified portable LSPIV configuration presented in (Tauro *et al.*, 2014) through experiments performed in the Rio Cordon.

2. STUDY SITE AND EXPERIMENTAL SETTINGS

Surface flow observations are executed at a gauging station located in the Rio Cordon natural catchment, Italy (Tauro *et al.*, 2012). The Rio Cordon drains a 7.68 km² natural basin located in the Dolomites, Northeastern Italy. This mountainous stream is a tributary of the Fiorentina stream that in turn flows into the Rio Cordevole. The catchment drainage network extends for approximately 19 km at an average slope of 47.85%. The Agenzia regionale per la prevenzione e protezione ambientale del Veneto (A.R.P.A.V.) gauging station is located at 1763 m above sea level.

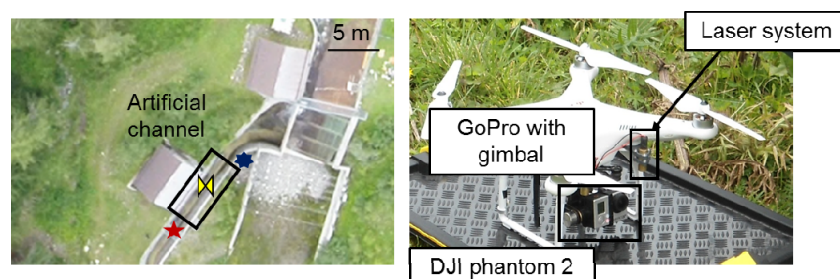


Figure 1. Left, aerial view of the study site and right, drone platform for experimental tests.

Figure 1 presents a map view of the gauging station. Experimental observations are conducted at the

artificially channelled stream reach located in the proximity of the downstream gauge. The selected stream reach is a rectilinear tract with a concrete rectangular section that is 1m wide and was 11 cm deep at the time of the experiments, as per measurements provided by A.R.P.A.V.

The aerial sensing platform is a DJI Phantom 2 quadrotor mounting a Zenmuse H3-2D gimbal and a GoPro Hero 3 camera oriented with its axis along the perpendicular, see Figure 1. The gimbal allows for compensating the drone's vibrations about the pitch and roll axes while minimizing distortions in videos. Remote photometric calibration is enabled through four green lasers (532 nm in wavelength and less than 5mW in power) installed at the four corners of the fuselage and aligned with the drone's yaw axis. The drone is flown above the artificially channelled stream reach and the divergent stream segment to capture fields of view of approximately $9 \times 5\text{m}^2$ and $30 \times 17\text{m}^2$, respectively.

Measurements from the drone are compared to observations obtained from fixed LSPIV based on the apparatus in (Tauro *et al.*, 2014). This portable setup features a system of two low power lasers and was initially introduced for remote surface flow monitoring in riverine settings. In the artificially channelled stream, two configurations of the apparatus are tested. In the fixed-ortho configuration, the camera axis is set perpendicular to the water surface to capture a field of view of $5 \times 3\text{m}^2$ (corresponding to the lower region of the field of view captured by the drone). In the fixed-inclined observations, the apparatus is set along the vertical on a bridge boardwalk across the downstream section of the field of view captured by the drone. In this case, the camera axis is inclined with respect to the water surface to capture a field of view of $6 \times 6\text{m}^2$.

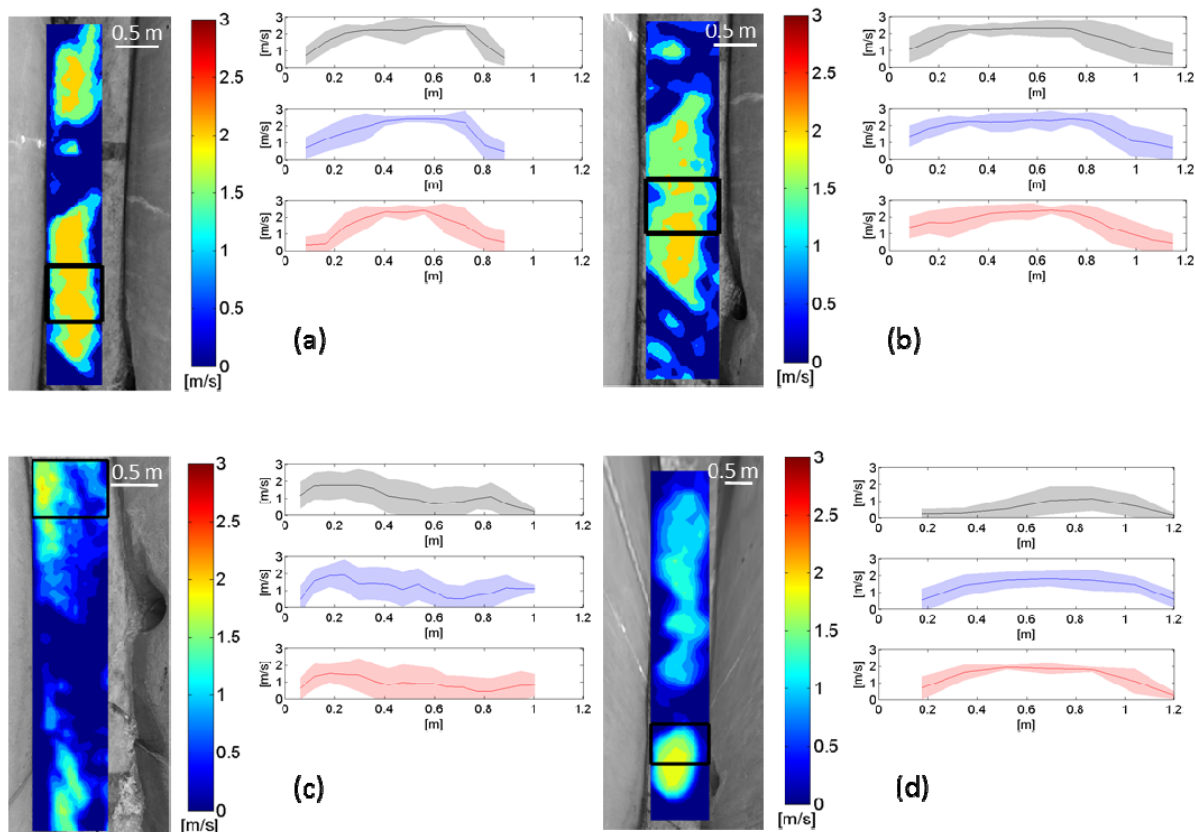


Figure 2. Representative surface flow observations for experiments conducted in the artificial channel. Time-averaged maps and cross-sectional profiles generated from (a) drone data and artificial beads as tracers; (b) drone data and natural debris as tracers; (c) fixed-ortho configuration and artificial beads as tracers; and (d) fixed-inclined configuration and natural debris as tracers.

Tests are executed using two types of tracers: artificial particles and natural debris. Further, a set of experiments is conducted in the absence of floating material. Particle size ranges from 0.5 up to 1 cm, and beads are red, yellow, orange, and green in color. The drone captures Full HD videos at 60 Hz frame rate. In both configurations, the fixed camera captures 1280×720 pixels videos at 60Hz frame rate.

Experimental videos are fish-eye undistorted using the GoPro Studio 2.0 Software. Videos are unpacked

to extract grayscale images. Images recorded in the fixed-inclined configuration are orthorectified using landmarks on the stream banks as GRPs. LSPIV processing is conducted through the high-speed cross-correlation edPIV software (Gui, 2013) on sequences of images depicting the continuous transit of tracing material in the entire field of view, whereas images displaying the entrance and exit of tracers from the field of view are not considered. Since the amount of particles deployed in the stream is much lower than natural debris, image sequences pertaining to experiments with the beads are on average shorter than experiments with debris.

3. RESULTS AND DISCUSSION

Figure 2 reports representative time-averaged velocity maps obtained from the drone (a) and (b), the fixed-ortho (c), and the fixed-inclined (d) configurations. Next to each map, time-averaged profiles are reported for three cross-sections laying in the subarea shared by all configurations, see black rectangle in maps in Figure 2. While the maps depict slightly varying fields of view, all of them present similar features, such as the high velocity region enclosed in the shared subarea.

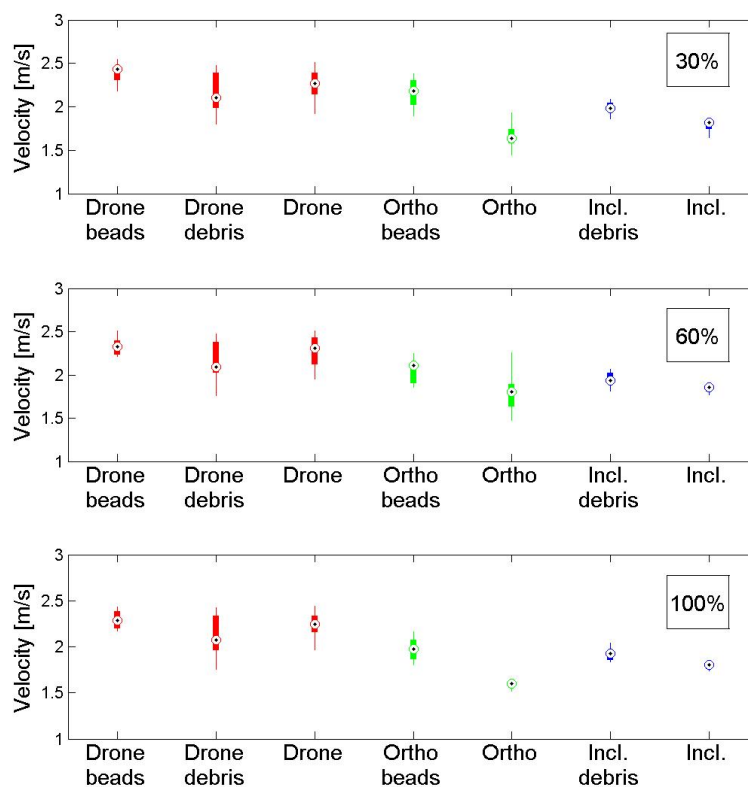


Figure 3. Maximum velocity values in the shared subarea for each experimental condition. Markers indicate medians computed over the experimental replicates. The edges of the box indicate the 25th and 75th percentiles, and the whiskers extend to extreme data points that are not outliers. For each replicate, maximum velocity values are computed considering 30% (top graph), 60% (central graph), and 100% (bottom graph) of the image sequences.

In Figure 3, maximum velocity values are reported for subareas indicated in Figure 2. For each configuration, the marker indicates the median computed over the experimental replicates. The edges of the box indicate the 25th and 75th percentiles, and the whiskers extend to extreme data points that are not outliers. Interestingly, estimates obtained from drone-beads data tend to be higher than values from alternative experimental settings. Median values from all configurations tend to decrease with longer image sequences (from the top graph to the bottom graph in Figure 3).

Figure 3 shows that drone-based estimates tend to be higher and, therefore, closer to actual velocities, than data from fixed configurations. Independent measurements from a current meter result in an average velocity of 2.54 m/s in the center of the stream. While lower velocity is expected on the stream surface due

to wind effects, all LSPIV estimates are lower than such benchmark measurements, thus suggesting that optical estimates can be severely impacted by illumination and tracers' visibility. Maximum velocity estimates from the drone without tracers are similar to drone-beads data. On the other hand, the fixed-ortho configuration is highly affected by the absence of tracers and maximum velocities considerably decrease. With regards to the fixed-inclined configuration, maximum velocities are also impacted.

Based on experimental findings, drone-based data lead to maps comparable to LSPIV traditional configurations. However, experiments executed with the drone result in maximum velocities closer to benchmark values as compared to the alternative LSPIV configurations. Drone-based data are sensitive to the presence of tracing material and the different type of tracer. On the other hand, traditional fixed LSPIV implementations (fixed-inclined) are not highly influenced by the observation time length and the absence of tracers. The modified fixed configuration (fixed-ortho) captures smaller fields of view and, therefore, presents higher variability with regards to varying experimental conditions.

Experimental findings support the use of drones for hydrological surface flow measurements. Nonetheless, the following factors should be considered to obtain accurate results: i) height of the vehicle with respect to the water surface: larger heights may be detrimental for measurement accuracy due to decreased visibility; ii) illumination conditions: direct sunlight may decrease the visibility of tracing material; iii) presence of tracers: the effect of homogeneously distributed floaters highly improves the generation of velocity maps. An important issue that should be addressed in the future entails the stability of the drone. Advanced image analysis and/or integration of high-precision GPS in the system should be explored to mitigate limitations in the drone's hovering capability, that may result in velocity vectors in the opposite direction of the flow.

REFERENCES

- Gago, J., Douthe, C., Coopman, R. E., Gallego, P. P., Ribas-Carbo, M., Flexas, J., Escalona, J. & Medrano, H. UAVs challenge to assess water stress for sustainable agriculture, *Agricultural Water Management*, 2015, 153, 9-19.
- Gui, L. EDPIV - Evaluation Software for Digital Particle Image Velocimetry, 2015, <http://lcgui.net>.
- Heimhuber, V., Hannemann, J.-C. & Rieger, W. Flood risk management in remote and impoverished area - a case study of Onaville, Haiti, *Water*, 2015, 7(7), 3832-3860.
- Klemas, V. V. Coastal and environmental remote sensing from unmanned aerial vehicles: an overview, *Journal of Coastal Research*, 2015, 31(5), 1260-1267.
- Liu, C.-C., Chen, P.-L., Matsuo, T. & Chen, C.-Y. Rapidly responding to landslides and debris flow events using a low-cost unmanned aerial vehicle, *Journal of Applied Remote Sensing*, 2015, 9(1), 096016.
- McGonigle, A. J. S., Aiuppa, A., Giudice, G., Tamburello, G., Hodson, A. J. & Guerrieri, S. Unmanned aerial vehicle measurements of volcanic carbon dioxide fluxes, *Geophysical Research Letters*, 2008, 35(6), L06303.
- MOXXI, Measurements and Observations in the 21st Century, International Association of Hydrological Sciences, <http://iahs.info/Commissions--W-Groups/Working-Groups/MOXXI.do>, 2016.
- Pagano, C., Tauro, F., Grimaldi, S. & Porfiri, M. Development and testing of an unmanned aerial vehicle for large scale particle image velocimetry, in *ASME 2014 Dynamic Systems and Control Conference*, 2014, Vol.3, San Antonio, Texas, V003T44A001.
- Rippling, D. M., Pomfret, A. and King, N. High resolution mapping of supraglacial drainage pathways reveals link between micro-channel drainage density, surface roughness and surface reflectance, *Earth Surface Processes and Landforms*, 2015, 40(10), 1279-1290.
- Schiffman, R. Drones flying high as new tool for field biologists, *Science*, 2014, 344(6183), 459.
- Smith, M. W. & Vericat, D. From experimental plot to experimental landscapes: topography, erosion and deposition in sub-humid badlands from Structure-from-Motion photogrammetry, 2015, *Earth Surface Processes and Landforms*, 40(12), 1656-1671.
- Tamminga, A., Hugenholtz, C., Eaton, B. & Lapointe, M. Hyperspatial remote sensing of channel reach morphology and hydraulic fish habitat using an unmanned aerial vehicle (UAV): a first assessment in the context of river research and management, *River Research and Applications*, 2015, 31(3), 379-391.
- Tauro, F., Grimaldi, S., Petroselli, A. & Porfiri, M. Fluorescent particle tracers for surface flow measurements: a proof of concept in a natural stream, *Water Resources Research*, 2012, 48(6), W06528.
- Tauro, F., Porfiri, M. & Grimaldi, S. Orienting the camera and firing lasers to enhance large scale particle image velocimetry for streamflow monitoring, *Water Resources Research*, 2014, 50(9), 7470-7483.
- Tauro F., Pagano C., Phamduy P., Grimaldi S. & Porfiri M. Large scale particle image velocimetry from an unmanned aerial vehicle, *IEEE/ASME Transactions on Mechatronics*, 2015, 20 (6), 3269-3275.

A PERMANENT IMAGE-BASED FLOW MONITORING STATION ON THE TIBER RIVER

Flavia Tauro¹, Salvatore Grimaldi^{1,2}, Andrea Petroselli³, Maurizio Porfiri², Lorenzo Giandomenico⁴, Guido Bernardi⁴, Francesco Mele⁵ & Domenico Spina⁵

(1) Dipartimento per l'Innovazione nei Sistemi Biologici, Agroalimentari e Forestali, University of Tuscia, Viterbo 01100, Italy; (2) Dipartimento di Scienze Agrarie e Forestali, University of Tuscia, Viterbo 01100, Italy; (3) Department of Mechanical and Aerospace Engineering, New York University Tandon School of Engineering, 11201 Brooklyn, NY, USA; (4) CAE S.p.a., San Lazzaro di Savena 40068, Italy; (5) Centro Funzionale Regione Lazio, Roma 00145, Italy

KEY POINTS

- Since January 2015, a novel permanent gauge-cam station for large scale and continuous observation of surface flows has been activated in the urban tract of the Tiber River
- Surface flow measurements are based on remote image acquisition and calibration of video data
- A feasibility study demonstrates that particle tracking velocimetry can be used to obtain measurements in good agreement with radar data

1. CAN IMAGES ADVANCE HYDROLOGICAL MONITORING?

Understanding the kinematics of natural water bodies is central to hydrology and environmental engineering. Reliable flow velocity estimations are essential to comprehend flood generation and propagation mechanisms. Continuous flow observations are often required in the investigation of erosion dynamics, sediment transport, and drainage network evolution. In engineering practice, flood warning systems largely rely on real-time discharge measurements, and flow velocity monitoring is important for the design and management of hydraulic structures, such as reservoirs and hydropower plants.

Traditionally, gauging stations are equipped with water level meters, and stage-discharge relationships (rating curves) are established through few direct discharge measurements (Creutin *et al.*, 2003). Only in rare instances, monitoring stations have integrated radar technology for local measurement of surface flow velocity (Fulton & Ostrowski, 2008). Establishing accurate rating curves depends on the availability of a comprehensive range of discharge values, including measurements recorded during extreme events. However, discharge values during high-flow events are often difficult or even impossible to obtain, thereby hampering the reliability of discharge predictions.

In the past ten years, promising advancements in flow monitoring (see, for instance, the Measurements and Observations in the 21st Century working group of the International Association of Hydrological Sciences (MOXXI, 2016)) have been put forward through fully remote optics-based velocimetry techniques (Muste *et al.*, 2008; Tauro *et al.*, 2010, 2012). Such methodologies enable the estimation of the surface flow velocity field over extended regions from the relative motion of naturally occurring debris or floaters dragged by the current. Surface flow velocity measurements are typically related to depth-averaged velocity, and discharge is computed from information on the cross-section (Farina *et al.*, 2014). Among optical approaches, large scale particle image velocimetry (LSPIV) is an extension of classical particle image velocimetry (PIV) (Adrian, 1991). It is based on the acquisition of pairs of images by a digital camera at known acquisition frequency. Such image pairs are then orthorectified and georeferenced, before a high-speed cross-correlation algorithm is implemented to generate velocity maps. The accuracy of the method is highly dependent on the occurrence and visibility of floaters as well as on illumination conditions (Hauet *et al.*, 2008).

These studies have bolstered several ameliorations of optics-based methods for accurate surface flow measurements. In (Tauro *et al.*, 2014), a modified setup has been proposed to allow for remote digital image acquisition and calibration based on the use of low-power laser modules. This implementation has proved convenient for observations in difficult-to-access environments and during flood events. Motivated by promising experimental findings obtained with the mobile setup, we illustrate a permanent optics-based sensing platform for surface flow observations. Specifically, we present an innovative experimental gauge-cam station featuring remote image acquisition and calibration for continuous observation of surface flows in

the Tiber River at Ponte del Foro Italico, in the center of Rome, Italy. The gauge-cam station enables the acquisition of massive video data throughout the year, providing a remarkable testbed to assess the feasibility and validate optics-based flow measurement approaches.

Since December 2014, the gauge-cam station has been acquiring digital videos that display variable hydraulic regimes, ranging from flood events to low waters, illumination conditions, and sediment loads. In this paper, we focus on a video recorded in January 2015, whose analysis is undertaken through particle tracking velocimetry. Surface flow velocity field maps are generated over a field of view of $20.6 \times 15.5 \text{ m}^2$. Findings from video data are compared to radar measurements.

2. THE GAUGE-CAM STATION

The experimental station is located in the urban tract of the Tiber river at Ponte del Foro Italico in the center of Rome, Italy. An existing monitoring station managed by Centro Funzionale - Regione Lazio is located on the same bridge. It includes a ULM 20 ultrasonic meter by CAE S.p.a., which records water levels proximal to the midspan of the bridge every 15 minutes. Further, an RVM20 speed surface radar sensor by CAE S.p.a. operating in the 0.30 to 15 m/s velocity range records surface velocity every 15 minutes over an area of few squared centimeters.

The gauge-cam station is based on the advanced Multi-Hazard System (Mhas) technology developed by CAE S.p.a. for integrated environmental monitoring. It is comprised of two units: a central control apparatus and a sensing platform, see Figure 1. The control unit is equipped with several input ports to coordinate multiple sensing modules. Specifically, the unit interfaces all measurement devices, runs the sensors, receives, and stores real-time data. A solar-cell rechargeable battery technology guarantees the gauge-cam station operation for considerable periods of time and in case of interrupted power. Data are stored in a datalogging terminal that allows for locally visualizing measurements and provides rapid computing capacity thanks to a dual-core processor and the embedded Linux operating system. Connection to the unit is established from any web-based device through http-communication. By accessing the control unit, users control the station actions, set the events' chaining and time table, edit recording settings, and overlook and potentially download current images. Video storage is enabled through a 1 Tb solid state external hard drive, which features ext4 journaling file system for high storage limits.

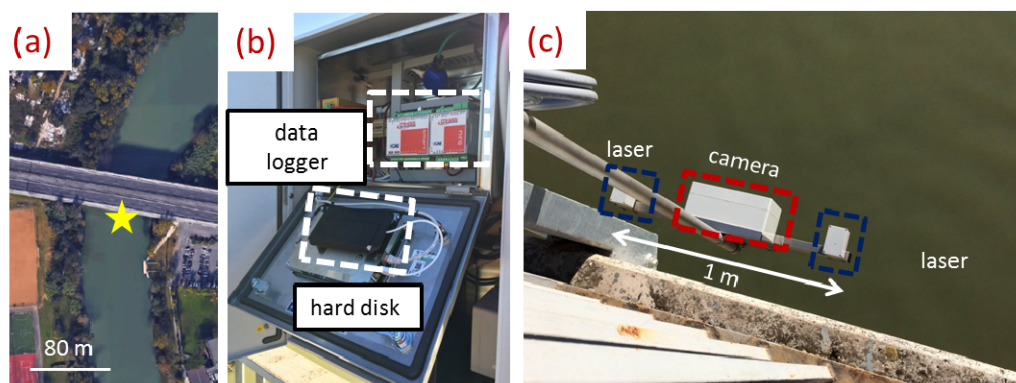


Figure 1. (a) Location of the gauge-cam station on the Tiber River; (b) control unit and datalogging terminal; and (c) sensing unit with camera and lasers.

The sensing unit is based on the portable prototype for LSPIV observations developed in (Tauro *et al.*, 2014). Specifically, it is connected to the control unit and suspended underneath the bridge through an aluminum bar at an elevation of approximately 15 m from the water surface. All sensors are enclosed in aluminum cases and connected to a 1 m horizontal aluminum bar. At the center of the horizontal bar, a digital camera is hosted, whereas two <20 mW green lasers (532 nm in wavelength) are installed at the two ends of the bar, 50 cm apart from the camera axes. The digital recording system is a Mobotix FlexMount S15 weatherproof internet protocol camera. It is inherently designed for outdoor acquisitions and long-time operation. Specifically, it comprises two miniature optical sensor modules, which are connected to the

camera housing through a sensor cable. Two separate rooms host the optical sensors and lenses. The L25 (82° angle of view and 4 mm focal length) and L76 (27° angle of view and 12mm focal length) optical sensors are located with their axes perpendicular to the water surface to capture the central portion of the river. The higher angle of view (L25) sensor allows for acquiring a larger area of the river surface, whereas the lower angle of view (L76) sensor synchronously captures finer details in the center of the L25 sensor field of view.

Temporally-resolved surface flow observations at high temporal resolutions are obtained by setting the digital recording system to capture one-minute long videos every 10 minutes. The frame acquisition frequency during the recordings is automatically set based on the illumination conditions sensed by the optical sensors. Image resolution for both optical sensors is set to 1024×768 pixels. To enable remote image calibration, the laser modules are operated for 20 s at the beginning of each video recording. Videos are stored in the MxPEG audio/video container format, which guarantees the synchronous stream of good quality images at efficient compression.

3. IMAGE PROCESSING

A representative set of videos captured on January 2nd, 2015, from 07:50:01 to 07:51:01 is analyzed. During the selected time, illumination intensity varied from 93.3 to 100.0 lux for the left-side optical sensor and from 70.8 to 76.7 lux for the right-side optical sensor. Naturally occurring circular white floaters (from 10 to 20 pixels in diagonal as visible in the left-side images) were scattered in the entire field of view. At the time of the registration, the local ULM sensor recorded levels between 1.45 and 1.46 m. Radar measurements were 0.87 m/s and 0.88 m/s at 07:45:00 and 08:00:00, respectively.

Prior to flow velocimetry, videos were prepared as follows. Video files in the MxPEG format were opened with the MxControlCenter camera propriety software and separate avi files were saved for the left-side and right-side optical sensors. Such avi files were then decompressed into bmp images, and the acquisition frequency was computed for each video. On average, images reported herein were taken at 9.28 Hz by the Mobotix camera. Frame borders were then trimmed to obtain 1024×768 pixels images and the sole green channel was retained for analyses. To emphasize lighter particles against a dark background, images were gamma-corrected to darken midtones. Right-side optical sensor images were fish-eye undistorted using the Adobe Photoshop. Finally, both sets of images were processed through mean intensity subtraction to further highlight the presence of floaters against homogeneous backgrounds. Image calibration was based on the lasers' trace onto the water surface. Specifically, calibration factors (to convert from pixel to metric velocities) were determined through calibration images, where the distance between lasers and the camera frame acquisition rate were taken as inputs.

Sequences of 561 1024×768 pixels bmp images from the left and right-side sensors were analyzed using PTVlab (*Brevis et al.*, 2011), which runs an optimized routing for particle tracking velocimetry (PTV). Particle detection was performed through a Gaussian mask procedure (correlation threshold set to 0.5, radius set to 9 pixels, and intensity threshold to 100). Tracking was based on cross-correlation between pairs of subsequent images, whereby the interrogation area was set to 20 pixels and 40 pixels for the right and left-side images, respectively. Further, minimum correlation was set to 0.4 and similarity among neighbor windows to 20%. Velocities were computed at the nodes of a 10×10 pixels-cell grid overlayed on images. A total of 560 grids were computed and averaged to obtain surface flow velocity maps.

4. RESULTS AND DISCUSSION

Figure 2 displays PTV time-averaged maps for the left and right-side videos. White areas in PTV maps are due to the absence of floating objects detected and tracked by the algorithm. As expected, the right-side PTV map presents a higher density of tracked particles (and, therefore, smaller white areas) due to the larger field of view. Average surface flow velocity computed over the left-side map is equal to 0.83 m/s, whereas velocity averaged over the right-side map is equal to 0.68 m/s. Compared to measurements from the RVM20 radar, PTV average velocities are close to benchmark values, within a 20% difference. This finding is in agreement with similar implementations (*Tauro et al.*, 2015) in a smaller scale mountainous stream.

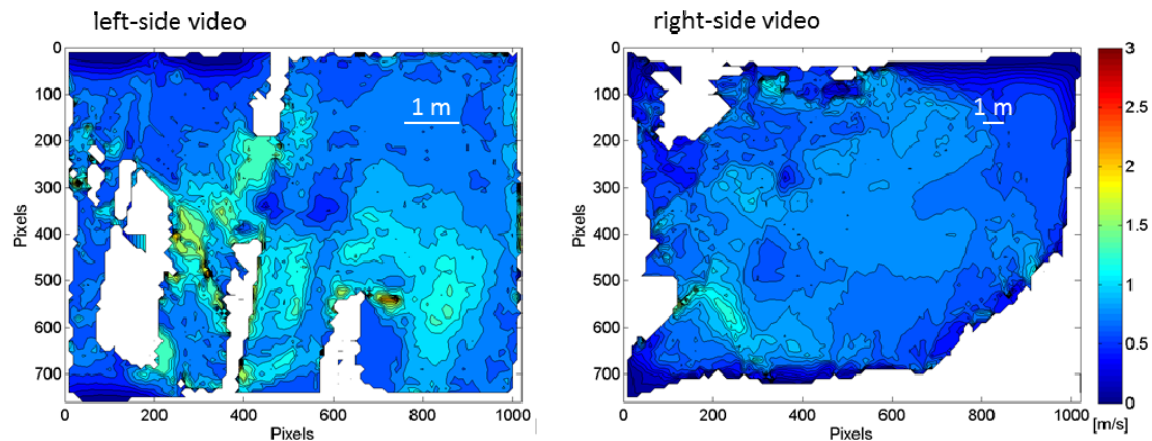


Figure 2. PTV time-averaged maps for the left-side and right-side videos. White areas are due to the absence of detected and tracked particles.

Estimates obtained from the left-side video are close to radar data, whereas the average velocity decreases in the right-side video. This is attributed to the poorer visibility of the floaters in the right-side frames, where a larger region is captured, and images are subject to multiple preprocessing operations, including fish-eye removal, before velocimetry analysis. Based on our findings, PTV could be promising in case of spatially inhomogeneous tracer seeding and variable illumination conditions.

This preliminary case study demonstrates the versatility of the gauge-cam station and its advantages with respect to traditional instrumentation. In the first semester of 2015, almost 1 Tb of data have been recorded for a total of more than 400 h of high-quality videos. This extremely rich data base includes a number of variable illumination conditions (from nighttime to almost 700 lux) and flow. Minimal maintenance and operational costs were required for supplying power, hard disk periodic replacement, and internet connectivity. Compared to traditional instrumentation, the apparatus enables fully remote measurements over a wide range of velocities: due to the large field of view captured by the right-side optical sensor, velocities up to few meters per second can be reconstructed. Further, the system of lasers affords remote and accurate image georeferencing in case of variable flow conditions. In future studies, we will investigate several vision approaches, including LSPIV, PTV, optical flow, and machine learning, for flood event analysis.

REFERENCES

- Adrian, R. J. Particle-imaging techniques for experimental fluid-mechanics, *Annual Review of Fluid Mechanics*, 1991, 23, 261-304.
- Brevis, W., Niño, Y. & Jirka, G. H. Integrating cross-correlation and relaxation algorithms for particle tracking velocimetry, *Experiments in Fluids*, 50(1), 135–147, 2011.
- Creutin, J. D., Muste, M., Bradley, A. A., Kim, S. C. & Kruger, A. River gauging using PIV techniques: a proof of concept experiment on the Iowa River, *Journal of Hydrology*, 2003, 277(3-4), 182-194.
- Farina, G., Alvisi, S., Franchini, M. & Moramarco, T. Three methods for estimating the entropy parameter M based on a decreasing number of velocity measurements in a river cross-section, *Entropy*, 2014, 16(5), 2512–2529.
- Fulton, J. & Ostrowski, J. Measuring real-time streamflow using emerging technologies: radar, hydroacoustics, and the probability concept, *Journal of Hydrology*, 2008, 357(1-2), 1–10.
- Hauet, A., Creutin, J. D. & Belleudy, P. Sensitivity study of large-scale particle image velocimetry measurement of river discharge using numerical simulation, *Journal of Hydrology*, 2008, 349(1-2), 178 – 190.
- MOXXI, Measurements and Observations in the 21st Century, International Association of Hydrological Sciences, <http://iahs.info/Commissions--W-Groups/Working-Groups/MOXXI.do>, 2016.
- Muste, M., Fujita, I. & Hauet, A. Large-scale particle image velocimetry for measurements in riverine environments, *Water Resources Research*, 2008, 44(4), W00D19.
- Tauro, F., Aureli, M., Porfiri, M., & Grimaldi, S. Characterization of buoyant fluorescent particles for field observations of water flows, *Sensors*, 2010, 10(12), 11512-11529.
- Tauro, F., Grimaldi, S., Petroselli, A., Rulli, M. C. & Porfiri, M. Fluorescent particle tracers in surface hydrology: a proof of concept in a semi-natural hillslope, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2012, 16(8), 2973–2983.
- Tauro, F., Porfiri, M. & Grimaldi, S. Orienting the camera and firing lasers to enhance large scale particle image velocimetry for streamflow monitoring, *Water Resources Research*, 2014, 50(9), 7470–7483.
- Tauro, F., Petroselli A. & Arcangeletti E. Assessment of drone-based surface flow observations, *Hydrological Processes*, 2015, in press.

MAY LST REMOTE SENSING DATA HELP IN CALIBRATING SOIL HYDROLOGICAL PARAMETERS?

Chiara Corbari¹ & Marco Mancini¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano

ASPETTI CHIAVE

- *soil surface parameters calibration of an hydrological energy water balance model can be performed comparing modelled and satellite LST at local and basin scale*
- *discharge data are necessary to calibrate the sub-surface processes which are not controlled by the superficial LST.*
- *a combined calibration based on satellite land surface temperature and ground discharge data is needed*

1 ABSTRACT

Distributed hydrological models of energy and mass balance usually need in input many soil and vegetation parameters, which are usually difficult to define. This paper will try to approach this problem performing a parameters calibration based on satellite land surface temperature data (LST) as a complementary method to the traditional calibration with ground data.

A pixel to pixel calibration procedure of soil hydraulic and vegetation parameters for each pixel of the domain is proposed according to the comparison between observed and simulated land surface temperature.

A distributed hydrological model, FEST-EWB (Corbari et al., 2011), that solves the system of energy and mass balance equations as a function of the representative equilibrium temperature (RET) will be used. RET is comparable to the land surface temperature as retrieved from operational remote sensing data. LST is a critical model state variable and remote sensing LST can be effectively used, in combination with energy and mass balance modeling, to monitor latent and sensible heat fluxes.

Analysis are performed from local scale in agricultural fields, to the agricultural district of Barrax (Spain) and to river basin scales (the Upper Po River basin (Italy) and the Yangtze river basin (China)).

The reliability of the hydrological model estimates will be evaluated against ground measurements of latent heat flux, soil moisture or river discharges.

2 INTRODUCTION

Many studies have demonstrated that initial and boundary conditions of state variables such as soil moisture (SM), soil temperature or snow coverage at different temporal and spatial scales exercise strong controls on hydrologic processes (Famiglietti and Wood 1994; Noilhan and Planton 1989). Nevertheless, the application of distributed hydrological models, both in operative practice and scientific research, is limited by the difficulties to verify evaporative fluxes and soil water content at basin scale. In fact, calibration and validation of distributed models generally depend on comparison between simulated and observed discharges at the available rivers cross sections (Famiglietti & Wood, 1994; Rabuffetti et al., 2008; Ciarapica & Todini, 2002; Brath et al., 1998). Soil moisture, which is recognized as the key variable in these hydrologic energy water balance models, is most of the time confined to an internal numerical model variable and the link between internal variables of the processes (Doodge 1986) (e.g. soil moisture, land surface temperature (LST) and evapotranspiration fluxes (ET)) and external variables (e.g. discharge measurements) is not resolved yet.

These problems drove the scientific community to the use of hydrologic modelling in conjunction with remote sensing data in the thermal infrared bands (Kalma et al., 2008). In fact in the last years LST images have been widely used as input variable of energy water balance models for evapotranspiration estimate settling up a family of energy water balance models which compute evapotranspiration as residual term of energy balance equation using LST as input data (Bastiaanssen et al., 1998; Su, 2002; Norman et al., 1995).

3 RESULTS

The results are shown here for the Barrax agricultural district and for the Upper Po river basin.

3.1 Barrax agricultural district

For the agricultural irrigation consortium of Barrax (Spain), FEST-EWB model is now calibrated for 2012 in each pixel of the domain changing the parameters differently for any pixel according to the land surface temperature differences. Several simulations have been performed and in Fig. 1, as an example, the RET image for 25 July 2012 at 9:30 is reported for the non calibrated configuration and for the calibrated FEST-EWB as well as LST image from AHS and their relative histograms. The hydrological model, after the calibration procedure, is able to correctly reproduce the different thermodynamic behaviors. For the entire dataset of 10 images, statistical parameters between RET from calibrated FEST-EWB and LST from MAHShave been computed: AMBE is equal to 0.2 °C, RMSE to 1.8 °C, RE to 4.2 % and the Nash-Sutcliffe index to 0.73.

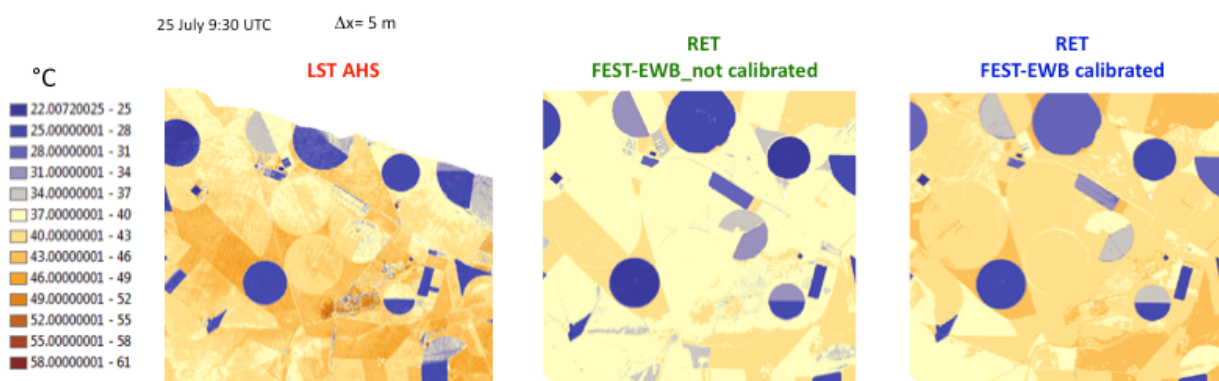


Figure 1. AHS LST and RET from FEST-EWB before and after the calibration

In Figure.2 the validation of FEST-EWB model with energy fluxes measured by an eddy covariance tower.

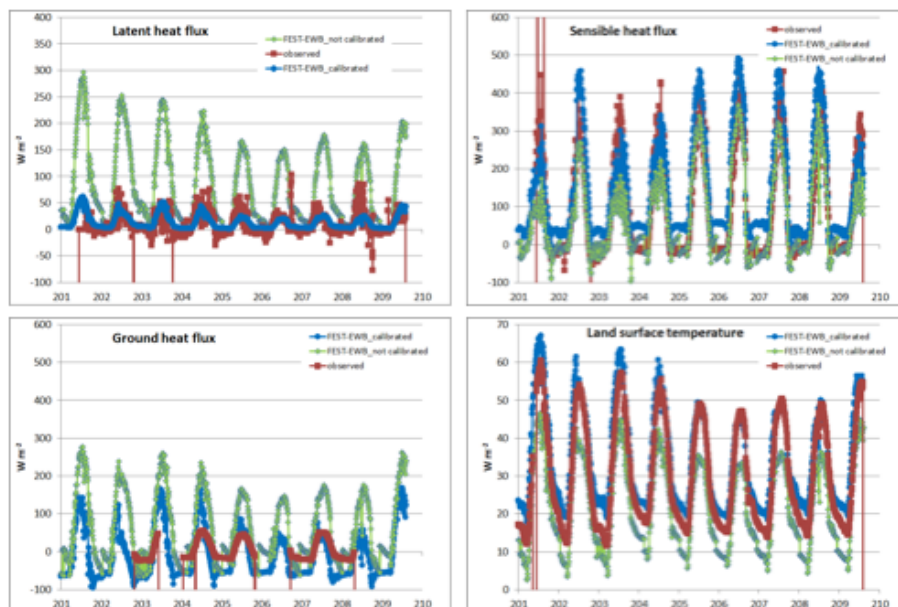


Figure 2. Energy fluxes comparison between FEST-EWB and eddy covariance station

3.1.1 Upper Po river basin

FEST-EWB model has been calibrated in the Upper Po river basin comparison MODIS data with RET. In Figure.3 an example is reported for 6 July 2000.

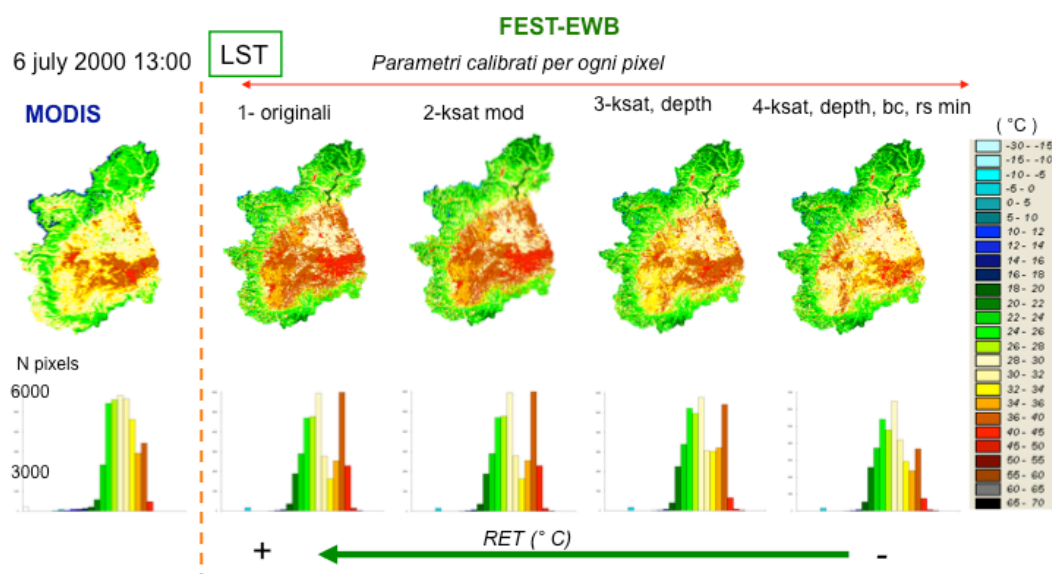


Figura 3. MODIS LST and RET from FEST-EWB before and after the calibration (from Corbari and Mancini 2014)

In Figure. 4, simulated discharges and volumes are reported after the calibration performed on LST and after the traditional calibration on discharge. The simulated values are reported against observed data showing the good accuracy of the model after the calibration in particular for the control cross section of Candoglia Toce.

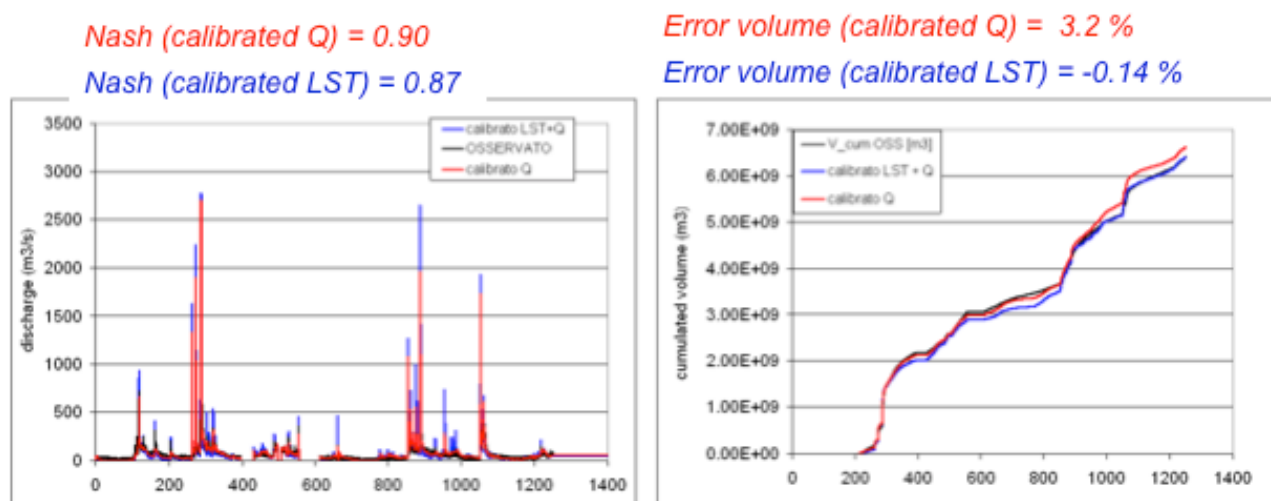


Figura 4. Simulated and observed discharges and volumes at Candoglia station

REFERENCES

- Bastiaanssen WGM, Menenti M, Feddes RA, Holtslag AAM A remote sensing surface energy balance algorithm for land (SEBAL), 1. Formulation. J. Hydrol. 1998, 212-213: 198-212.
- Brath A, Montanari A, Toth E. Analysis of the effects of different scenarios of historical data availability on the calibration of a

- spatially-distributed hydrological model. *J. Hydrol.* 2004, 291: 232–253.
- Ciarapica L, Todini E. TOPKAPI: a model for the representation of the rainfall-runoff process at different scales. *Hydrol. Process.* 2002, 16: 207–229.
- Corbari C, Ravazzani G, Mancini M. A distributed thermodynamic model for energy and mass balance computation: FEST-EWB. *Hydrol. Process.* 2011, 25: 1443–1452.
- Corbari C. and Mancini M., Calibration and validation of a distributed energy water balance model using satellite data of land surface temperature and ground discharge measurements, *Journal of hydrometeorology*, 2014, 15, 376-392.
- Dooge JCI. Looking for hydrologic laws. *Water Resour. Res.* 1986, 22(9): 46-58.
- Famiglietti JS, Wood EF. Multiscale modelling of spatially variable water and energy balance processes. *Water Resour. Res.* 1994, 30: 3061-3078.
- Kalma JD, McVicar TR, McCabe MF. Estimating land surface evaporation: a review of methods using remotely sensed surface temperature data. *Surv. Geophys.* 2008, 29: 421-469.
- Norman JM, Kustas WP, Humes KS. Source approach for estimating soil and vegetation energy fluxes in observations of directional radiometric surface temperature. *Agric. Forest Meteor.* 1995, 77: 263-293.
- Su Z. The Surface Energy Balance System (SEBS) for estimation of turbulent heat fluxes. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 2002, 6(1): 85-99.



OPPORTUNITIES AND CHALLENGES OF HIGH SPATIAL RESOLUTION PROXIMAL SENSING FOR INTEGRATED HYDROLOGICAL MODELS

Giacomo Bertoldi¹, Johannes Brenner¹, Stefano Della Chiesa^{1,2}, Mariapina Castelli³, Claudia Notarnicola³, Enrico Tomelleri³

(1) EURAC Research, Institute for Alpine Environment; viale Druso, 1 – 39100 Bolzano, Italy; giacomo.bertoldi@eurac.edu ;

(2) University of Innsbruck, Institute of Ecology, Sternwartestr. 15 and Technikerstr. 25, A-6020 Innsbruck, Austria;

(3) EURAC Research, Institute for Applied Remote Sensing; viale Druso, 1 – 39100 Bolzano, Italy.

KEY POINTS

- High resolution spatial mapping of surface and vegetation properties from Unmanned Aerial Vehicle (UAV) devices.
- Estimation of soil moisture and surface energy fluxes with distributed ecohydrological models.
- Multi-scale, multi-observations approach.

1 INTRODUCTION

Increasing pressures related to climate and land use changes urge the establishment of Reliable, Robust and Realistic (R³) predicting tools (Prentice et al., 2015) to quantify the effects of environmental changes on water resources and related ecosystems services. In recent years, the increasing availability of innovative experimental monitoring techniques (e.g. Eddy Covariance (EC) systems, wireless sensors networks, and proximal sensing through Unmanned Aerial Vehicle (UAV) devices) (Anderson and Gaston, 2013; Von Bueren et al., 2015) have provided observations at very high spatial and temporal resolution. However, in order to build R³ modeling tools there is the need to evaluate the benefits for distributed ecohydrological modelling of this improved observational capability.

In particular, we consider here Alpine grassland ecosystems, which exert a key role in regulating water and energy fluxes through the critical zone in Alpine regions (Inauen et al., 2013) and where the fine scale (~0.1-10 m) spatial variability of mountain terrain strongly impacts the water and energy fluxes spatial distribution (Pappas et al., 2015).

UAV platforms are a key instrument for solving many of the scale issues in measuring and modeling processes involving vegetation interactions with the earth and the atmosphere. First, UAV-borne observations can support ground measurements, allowing not only to upscale local observations to entire ecosystems, but also to interpret limited observations in a wider context. Second, they can be integrated with hydrological models both by providing high-resolution distributed input data, and for evaluating model performances.

In this work we want to evaluate if a combination of advanced multi-sensor, multi scale observations taken from UAV devices could help to better constrain and improve spatial accuracy in coupled, process based ecohydrological models. Moreover, through factorial numerical experiments (adding in a progressive way spatially-variable factors), we want to understand which is the relative role of biotic (i.e. canopy cover and density) versus abiotic (soils, topography, microclimate) processes in determining the spatial and-temporal variability of surface energy fluxes (i.e ET) and soil moisture content (SMC) from the plot to the hillslope scale.

2 STUDY AREA AND DATA

The study focuses on the Montacini area, a side-slope of about 1 km² at about 1500 m. a.s.l. with contrasting grasslands types (pasture and meadow) inside the LTSER Matsch/Mazia – South Tyrol, Italy. The site is managed by EURAC - Institute for Alpine Environment since 2009 and received the LTSER status in 2015 (<http://LTSER.eurac.edu>). The climate is relatively dry, with an average yearly precipitation of 579 ± 95 mm/year and a yearly mean temperature of 6.6 ± 0.6 °C (climate station Mazia 1990-2011). The

area has been instrumented with a wireless sensor network for soil moisture and with two Eddy-Covariance (EC) towers. Periodic vegetation productivity data and detailed soil properties are available. In the framework of the former projects MONALISA and HiResAlp high resolution ground and remote sensing Synthetic Aperture Radar soil moisture observations (Bertoldi et al., 2014) and UAV surveys with thermal and hyper spectral cameras have been already conducted. The site is also foreseen for a future installation of a Cosmic Rays neutron Probe (Köhli et al., 2015), which could provide spatial-averaged information on soil water. The area is therefore well suited for hillslope-scale model parametrization and results up-scaling from plot to hillslope.

3 METHODS

The approach consist to:

- (I) To use plot-scale SMC and EC observations (over meadows and pastures, which have very different vegetation properties) to validate the process-based hydrological GEOTop model (Rigon et al., 2006; Endrizzi et al., 2014). GEOTop represents the heat and water budgets at and below the soil surface. It describes the three-dimensional water flow in the soil and the energy exchange with the atmosphere, considering the radiative and turbulent fluxes and the effects of complex terrain and their effect on surface temperature (Bertoldi et al., 2010). GEOTop is mainly oriented to simulations in continuum of the water and energy budget at plot scale and in small mountain catchments.
- (II) To exploit a combination of ground measurements, UAV proximal sensing and modeling for providing high spatial resolution fields of soil moisture, NDVI, LAI, canopy fraction, surface temperature, and surface fluxes through the use of the UAV-driven land-surface energy balance model (TSEB, two-source energy balance model (TSEB) (Kustas and Norman, 1999; Hoffmann et al., 2015). Those fields are then used as input (NDVI, LAI, canopy fraction) and/or to validate spatially outputs fields (surface temperature, and surface fluxes) of the process-based GEOTop model. Two field campaigns have been performed in 2015 and other four are foreseen in 2016.
- (III) To develop a set of virtual model experiments at the hillslope scale (3D) for assessing the impacts of fine-scale spatial variability on water and energy budget. Factorial numerical experiments are performed (as, for example, in Bertoldi et al., 2010, 2006). Starting from an initial uniform set-up, different model scenarios are generated adding progressively spatial variability in different input variables (i.e. topography, soil properties, vegetation coverage and LAI). This allows to identify the different factors (biotic or abiotic) controlling spatial variability, following the approach of Fatichi et al., (2015) and evaluate the impact of having high resolution datasets as LAI in input.

4 VALIDATION AND PRELIMINARY RESULTS

Both ground surveys and remote sensing observations show persistent landscape-level patterns. Ground SMC mapping shows how the major topographic factor controlling SMC spatial distribution is slope. Meadows, in general located in flatter areas, tend to be wetter. This leads to higher vegetation productivity and to the development of soils with higher water holding capacity, thus to a positive feedback on SMC. In contrast, pastures, located on steeper slopes with lower vegetation density and higher soil erosion, tend to be drier, leading to a negative feedback on SMC and soil development.

High resolution UAV observations confirm a strong correlation of NDVI and vegetation density with soil moisture (Figure 1). This suggests a co-evolution of land cover and SMC, which leads to persistent spatial pattern.

Plot scale simulations show how the GEOTop model reproduces temporal dynamics of soil moisture, ET and surface energy fluxes with satisfactory performances (Figure 2). Preliminary results of spatially distributed simulation show how the model tends to give smoother fields with respect to ground or remote sensing observations of soil moisture (Bertoldi et al., 2014). This is mainly because the dominant role of soil properties and soil depth on the soil water content variability, with respect to the vegetation properties.

Therefore results show that other innovative techniques for soil properties estimation are needed in order to provide the high resolution input spatial fields, required for the spatial validation of the water budget of distributed, process based, models validation. Nevertheless, UAV proximal sensing shows a great potential to assess the capability of distributed models to properly simulate the surface energy budget.

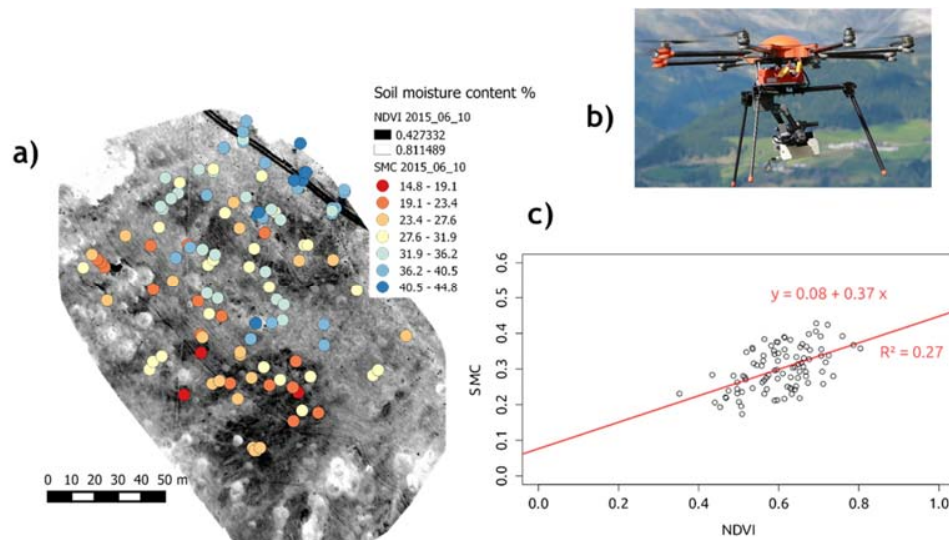


Figure 1. High spatial resolution NDVI mapping (a) from UAV device (b) in the field campaign of 6 June 2015, and correlation with surface soil moisture observations, taken with mobile TDR devices (c).

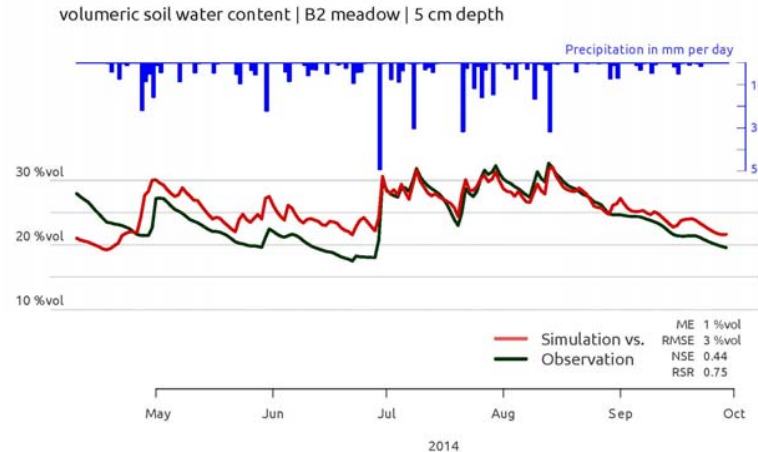


Figure 2. Observed versus simulated SMC content with the GEOTop model at 5 cm depth for the B2 station in Montacini for the 2014 year.

REFERENCES

- Anderson, K., Gaston, K.J., 2013. Lightweight unmanned aerial vehicles will revolutionize spatial ecology. *Front. Ecol. Environ.* 11, 138–146. doi:10.1890/120150
- Bertoldi, G., Rigon, R., Over, T.M., 2006. Impact of Watershed Geomorphic Characteristics on the Energy and Water Budgets. *J. Hydrometeorol.* 7, 389–403. doi:10.1175/JHM500.1
- Bertoldi, G., Notarnicola, C., Leitingner, G., Endrizzi, S., Della Chiesa, S., Zebisch, M., & Tappeiner, U. (2010). Topographical and ecohydrological controls on land surface temperature in an Alpine catchment. *Ecohydrology*, 3(doi:10.1002/eco.129), 189–204.
- Bertoldi, G., Della, S., Notarnicola, C., Pasolli, L., Niedrist, G., & Tappeiner, U. (2014). Estimation of soil moisture patterns in

- mountain grasslands by means of SAR RADARSAT2 images and hydrological modeling. *Journal of Hydrology*, 516, 245–257. <http://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2014.02.018>
- Endrizzi, S., Gruber, S., Amico, M.D., Rigon, R., 2014. GEOTop 2.0 : simulating the combined energy and water balance at and below the land surface accounting for soil freezing , snow cover and terrain effects. *Geosci. Model Dev.* 7, 2831–2857. doi:10.5194/gmd-7-2831-2014
- Fatichi, S., Katul, G.G., Ivanov, V.Y., Pappas, C., Paschalis, A., Consolo, A., Kim, J., Burlando, P., 2015a. Abiotic and biotic controls of soil moisture spatiotemporal variability and the occurrence of hysteresis. *Water Resour. Res.* 51, 3505–3524. doi:10.1016/0022-1694(68)90080-2
- Hoffmann, H., Nieto, H., Jensen, R., Guzinski, R., Zarco-Tejada, P.J., Friborg, T., 2015. Estimating evapotranspiration with thermal UAV data and two source energy balance models. *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.* 12, 7469–7502. doi:10.5194/hessd-12-7469-2015
- Kustas, W.P., Norman, J.M., 1999. Evaluation of soil and vegetation heat flux predictions using a simple two-source model with radiometric temperatures for partial canopy cover. *Agric. For. Meteorol.* 94, 13–29. doi:10.1016/S0168-1923(99)00005-2
- Köhli, M., Schrön, M., Zreda, M., Schmidt, U., Dietrich, P., Zacharias, S., 2015. Footprint characteristics revised for field-scale soil moisture monitoring with cosmic-ray neutrons. *Water Resour. Res.* 51, 5772–5790. doi:10.1002/2015WR017169
- Inauen, N., Körner, C., Hiltbrunner, E., 2013. Hydrological consequences of declining land use and elevated CO₂ in alpine grassland. *J. Ecol.* 101, 86–96. doi:10.1111/1365-2745.120
- Pappas, C., Fatichi, S., Rimkus, S., Burlando, P., Huber, M.O., 2015. The role of local-scale heterogeneities in terrestrial ecosystem modeling. *J. Geophys. Res. Biogeosciences* 120, 341–360. doi:10.1002/2014JG002735
- Prentice, I.C., Liang, X., Medlyn, B.E., Wang, Y.P., 2015. Reliable, robust and realistic: The three R's of next-generation land-surface modelling. *Atmos. Chem. Phys.* 15, 5987–6005. doi:10.5194/acp-15-5987-2015
- Rigon, R., Bertoldi, G., Over, T.M., 2006. GEOTop: A Distributed Hydrological Model with Coupled Water and Energy Budgets. *J. Hydrometeorol.* 7, 371–388. doi:10.1175/JHM497.1
- Von Bueren, S.K., Burkart, A., Hueni, A., Rascher, U., Tuohy, M.P., Yule, I.J., 2015. Deploying four optical UAV-based sensors over grassland: Challenges and limitations. *Biogeosciences* 12, 163–175. doi:10.5194/bg-12-163-2015

SOIL EROSION DUE TO RAINFALL: EVALUATION OF THE KINETIC ENERGY FLUX USING AN OPTICAL DISDROMETER IN THE AREA OF ROME

Claudio Mineo¹, Federico Lombardo¹, Dario Orlando¹, Fabio Russo¹ & Francesco Napolitano¹

(1) DICEA - Department of Civil, Constructional and Environmental Engineering, Sapienza University of Rome, Italy;

KEY POINTS

- A Parsivel (Particle Size Velocity) disdrometer installed in Rome (ISAC-CNR), Italy, was used to estimate raindrop size distribution (DSD) from June 2010 to April 2015.
- The data set consists of more than 40000 1-minute drop spectra, which are used for the calculation of the rainfall kinetic energy flux.
- The kinetic energy flux values obtained from measured DSDs are compared to those predicted by both an analytical expression assuming gamma DSD and empirical equations.

1 INTRODUCTION

The soil erosion process by water comprises two main agents that cause the detachment and the transport of particles: the raindrop impact and the runoff. Herein we focus on the former process, which represents the first stage in the soil erosion produced by water.

The erosion induced by the raindrop impact starts when the detachment of soil particles from the surface results from an expenditure of the raindrop energy. Hence, the rain kinetic energy is a widely used indicator of the potential ability of rain to detach soil. However, the rain kinetic energy is not a commonly measured meteorological parameter, but it can be directly derived by DSD measurements. As rain consists of a spectrum of drop sizes, the kinetic energy flux depends indeed on the distribution of the size and the speed of falling particles.

In this work, we first estimate the kinetic energy fluxes from DSD measurements collected by a laser-optical disdrometer in Rome, Italy. Then, we compare such empirical values to their theoretical counterparts, assuming gamma distribution of the drop sizes, as proposed by Ulbrich (1983). Finally, the performance of this theoretical approach is compared to that of some widely used methodologies for soil loss estimation.

2 EXPERIMENTAL DATA SET

The Particle Size Velocity (Parsivel) is a laser-optical disdrometer that measures the size and fall velocity of hydrometeors (Löffler-Mag & Joss, 2000). It bins drops automatically into size groups and provides the DSD at nominal drop diameters that correspond to the mean of bin width. We use raw data with 1-minute time resolution that are recorded from 20/06/2010 to 28/04/2015 by an OTT Parsivel disdrometer in Rome (ISAC-CNR). Such data are partitioned into 32 size classes.

In order to carry out surveys on statistically significant samples (to a first approximation), the following filtering steps are applied to the measured drop spectra:

- the number of the registered drops must be greater than 100;
- at least 5 raindrops are requested per diameter class;
- the rainfall intensity must be greater than 0.5 mmh^{-1} .

Such filtering steps lead to a data set consisting of 41687 1-minute drop spectra that are characterized by:

- rainfall intensity, I , from 0.5 mmh^{-1} to 127.82 mmh^{-1} ;
- mean diameter, $m(D)$, from 0.04 cm to 0.26 cm;
- standard deviation $s(D)$ from 0.07 cm to 0.10 cm.

3 DSD ESTIMATION

The DSD is defined to be the number of drops per unit volume of air and per unit of drop diameter interval. Empirical DSDs are typically computed by the formula

$$N(D_i) = \frac{1}{\Delta t \Delta D} \sum_{k=1}^{M_i} \frac{1}{A_k v(D_k)} \quad (1)$$

where $\Delta t = 60$ [s] is the time span, ΔD [mm] is the width of the size class, M_i is the number of drops within size class i , A_k [m²] is the disdrometer effective measurement area during the collection of drop k (i.e., the virtual measuring area), and $v(D_k)$ [ms⁻¹] is the fall speed of drop k .

In the literature, it is usually assumed that the arrival velocity of raindrops is equal to their terminal velocity in still air. In this work, we assume a power law relationship between the raindrop terminal fall speed $v(D)$ [m/s] and the raindrop diameter D [mm] (*Sempere Torres et al.*, 1994), such as

$$v(D) = cD^b \quad (2)$$

where c and b are two empirical coefficients.

Several studies assume that the DSD of natural rainfall can be represented mathematically by the following gamma distribution (*Ulbrich*, 1983; *Tokay & Short*, 1996; *Carollo & Ferro*, 2014; *Adirosi et al.*, 2015)

$$N(D) = N_0 D^\mu \exp(-\Lambda D) \quad (3)$$

where N_0 [mm^{-1-μ}] is the intercept parameter, D [mm] is the drop diameter, μ is the shape parameter and Λ represents the slope parameter.

The parameters of eq. (3) are estimated by the method of moments, i.e. taking into account both the 0th, the 1st, and the 2nd order moments (M012) and the 3rd, the 4th, and the 6th order moments (M346), as proposed by *Tokay & Short* (1996).

4 THE KINETIC ENERGY FLUX

In erosion studies the kinetic energy flux, KE [J m⁻²mm⁻¹], (i.e the rate of the kinetic energy per unit area and unit time) is the most suitable expression to represent the rainfall erosivity.

In order to calculate the rainfall kinetic energy, two characteristics of the raindrops are needed: the raindrop mass and the raindrop terminal velocity.

The raindrop mass, M [kg], is derived from the raindrop diameter obtained by the DSDs measurements, and is calculated as

$$M = \frac{\rho\pi}{6} \int_0^\infty N(D) D^3 dD \quad (4)$$

We assume the raindrop fall velocity, $v(D)$, to follow eq. (2), with $c = 3.78$ [ms⁻¹mm⁻¹] and $b = 0.67$ (*Ulbrich*, 1983)

$$v(D) = 3.78 D^{0.67} \quad (5)$$

The empirical kinetic energy flux is given by

$$KE = 3.6 \frac{\rho\pi}{12} \sum_{i=1}^{32} M_i v(D)_i^2 D_i^3 \quad (6)$$

where ρ [kgm⁻³] is the water density under standard conditions, M_i is the number of drops within size class i and $v(D)$ [ms⁻¹] is calculated by eq. (5).

If we assume a gamma DSD, eq. (3), then, as proposed by *Fornis et al.* (2005), the kinetic energy flux is calculated as

$$KE = \frac{\rho\pi}{12} \int_0^{\infty} N(D)D^3 [v(D)]^3 dD \quad (7)$$

Measurements of the kinetic energy flux are not widely available. Therefore, several empirical relationships between the widely measured rain intensity, I , and the kinetic energy flux (based on the different types of local rainfall) have been proposed. Such empirical expressions are based on the KE-I relationship established as a linear-log equation proposed by *Wishmeier & Smith* (1978) and later also adopted by many other authors (*Zanchi & Torri*, 1980).

In the present study, two different empirical KE-I relationships are taken into account. The first one is used in North America (*Wishmeier & Smith*, 1978) and it is expressed as follows

$$KE = (11.87 + 8.73 \log I)I \quad \text{if } I \leq 76 \text{ mmh}^{-1} \quad (8)$$

$$KE = (11.87 + 8.73 \log 76)I \quad \text{if } I > 76 \text{ mmh}^{-1} \quad (9)$$

While the second relation is used in Central Italy (*Zanchi & Torri*, 1980), and it is given by

$$KE = (9.81 + 11.25 \log I)I \quad (10)$$

5 RESULTS

In this Section, we show the comparison between the empirical kinetic energy fluxes, calculated from observational data, and the theoretical values derived assuming a gamma DSD. Moreover, we show the performance of empirical KE-I equations when estimating the kinetic energy flux in the area of Rome.

Hereafter the results obtained from the above-mentioned comparison are presented.

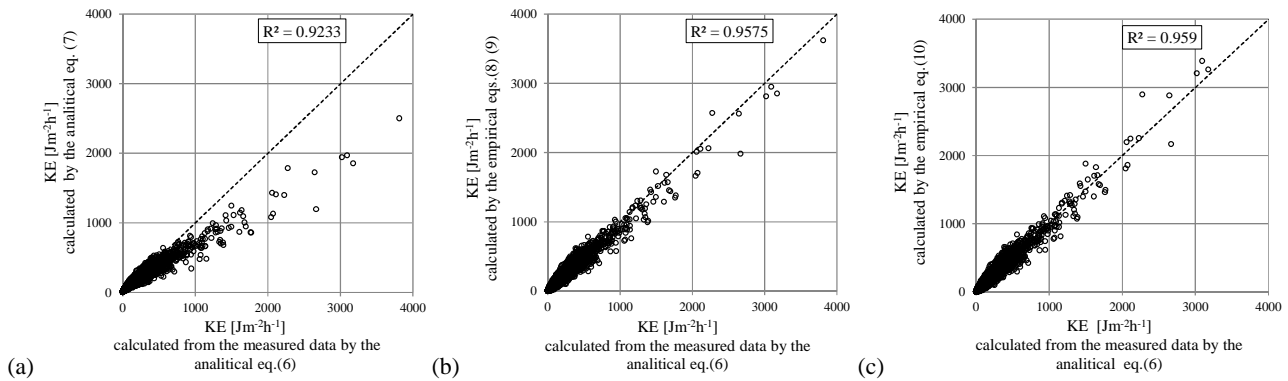


Figure 1. (a) Comparison between the KE values calculated starting from the DSDs measurements (eq. (6)) and those obtained by eq. (7) (*Fornis et al.*, 2005) starting from the analytical expression where the gamma distribution is used. (b) Comparison between the KE values calculated starting from the DSDs measurements (eq. (6)) and those obtained by the empirical KE-I expression proposed by *Wishmeier & Smith* (1978) (eqs. (8) and (9)). (c) Comparison between the KE values calculated starting from the DSDs measurements (eq. (6)) and those obtained by the empirical KE-I expression proposed by *Zanchi & Torri* (1980) (eq. (10)).

In Figure 1(a) the comparison between the kinetic energy flux values calculated from drop spectra (eq. (6)) and those obtained by eq. (7) (*Fornis et al.*, 2005) is shown. It can be noticed that empirical rainfall kinetic energy may be higher than predicted by the general eq. (7) for gamma DSDs. Such a difference grows higher when increasing the kinetic energy flux values, i.e. for high values of the rainfall intensity ($> 70 \text{ mmh}^{-1}$).

Conversely, both empirical KE-I expressions considered (eqs. (8)-(10)) seem to have a much better fit to the series of data points, especially for high rainfall intensities above 70 mmh^{-1} (see Figures 1(b-c)).

Our results agree well with those of *Carollo & Ferro* (2014), and it can be argued that the reliability of

assuming gamma DSDs may be questionable for heavy rainfall.

REFERENCES

- Adirosi E., Baldini L., Lombardo F., Russo F., Napolitano F., Volpi E., Tokay A., 2015. Comparison of different fittings of drop spectra for rainfall retrievals. *Advances in Water Resources*, 83, 55–67.
- Carollo F. G. & Ferro V., 2014. Modeling Rainfall Erosivity by Measured Drop-Size Distributions. *Journal of Hydrologic Engineering*, 20(6), C4014006.
- Fornis R.L., Vermeulen H.R. & Nieuwenhuis J.D., 2005. Kinetic energy - rainfall intensity relationship for Central Cebu, Philippines for soil erosion studies. *J. Hydrol.* 300, 20–32.
- Fox N.I., 2004. Technical Note: The representation of rainfall dropsize distribution and kinetic energy. *Hydrology and Earth System Sciences*, 8(5).
- Löffler-Mang, M., Joss, J., 2000. An optical disdrometer for measuring size and velocity of hydrometeors. *J. Atmos. Ocean. Technol.* 17, 130–139.
- Tokay A. & Short D.A., 1996. Evidence from tropical raindrop spectra of the origin of rain from stratiform and convective clouds. *Journal of Applied Meteorology*.
- Salles C., Poesen J. & Sempere-Torres D., 2002. Kinetic energy of rain and its functional relation with intensity. *J. Hydrol.* 257, 256–270.
- Ulbrich C.W., 1983. Natural variations in the analytical form of the raindrop size distribution. *Journal of Climate and Applied Meteorology*, 228: 1764-1775.
- Zanchi C. & Torri D., 1980. Evaluation of rainfall energy in central Italy. In: De Boodt, M., Gabriels, D. (Eds.), *Assessment of Erosion*, Wiley, Toronto, pp. 133–142.
- Wischmeier W.H. & Smith D.D., 1978. *Predicting rainfall erosion losses - a guide to conservation planning*.

ENHANCING THE BATHYMETRY DESCRIPTION OF SRTM FOR HYDRODYNAMIC MODELING

Alessio Domeneghetti¹

(1) DICAM, University of Bologna, School of Civil Engineering, Italy;

KEY POINTS:

- The work tests two simple approaches to integrate river bathymetry into space-borne dem: Channel Bankfull (CB) and Slope-Break (SB) approach.
- Both approaches enhance the performance of one-dimensional hydrodynamic models implemented using SRTM-based river cross-sections.
- SB-model does not require in-situ data and provides model performance comparable to those obtained with finer topography.

1 INTRODUCTION

The integration of remotely sensed information on hydraulic and hydrological fields has gained during last decades increasing attention. Despite the use of these resources may represent a lately innovation within the hydrology context, the increased availability of remote sensing data has fostered, and so will do in the future, the development of new approaches, especially for the study of fluvial system dynamics (*Schumann & Domeneghetti, 2016, Paiva et al., 2015*). The temporal and spatial coverage ensured by remote sensing techniques makes space-borne datasets complementary to in-situ instrumentation, offering new opportunities even in data-sparse or ungauged regions (see e.g., *Neal et al., 2012*).

This study further investigates the potential of remotely sensed data for hydraulic modeling by considering (1) whether it is possible to set-up a simple procedure to integrate space-borne DEMs (such as SRTM; Shuttle Radar Topography Mission) with river bathymetry information. If so, the study investigates (2) if the accuracy of simplified SRTM-based one-dimensional (1D) model is comparable with the one ensured by a numerical model implemented on detailed topography information. Assuming the SRTM as the solely available DEM for the area of interest, the study tests two different approaches aimed to modify the SRTM-based river cross-sections: i) Channel Bankfull (CB) approach that estimates the river depth by means of empirical relationships identified among a set of hydro-morphological variables available at a limited number of gauging stations along the study area (*Leopold et al., 1953*); ii) Slope Break (SB) approach, which is exclusively based on space-borne data (*Mersel et al., 2013*).

This study takes advantage of detailed topographic and remotely sensed altimetry datasets available for the area of interest and provides, to the Author knowledge, one of the first estimations of the efficiency losses expected when using space-borne DEMs and altimetry data for implementing flood modeling in poorly surveyed regions.

2 STUDY AREA AND AVAILABLE DATA

This study focuses on a portion of the Po river that goes from the streamgauge of Borgoforte to the beginning of the river delta, with an overall length of about 140 km. In this stretch the river width assumes its larger extent: the main channel may span from 200 to 500 m, while lateral floodplains can reach a width of 2.5 km (Fig. 1).

The analysis specifically refers to mean daily water level and daily discharge values recorded at the gauged sections of Pontelagoscuro and Borgoforte (see Fig. 1). These data are used for conditioning all the numerical simulations, while the detailed knowledge of the riverbed topography is ensured by the availability of a 2 m DEM acquired in 2005 by AdB-Po that covers the middle-lower portion of the Po river and its major tributaries. The DEM combines aerial LiDAR (Airborne Light Detecting and Ranging) survey with multi-beam sonar and traditional topographic surveys and provides a comprehensive reproduction of the riverbed geometry. The topography of the study area is retrieved from the freely available space-borne

SRTM DEM provided by NASA with a resolution of 3 arc-second (nearly 90 m resolution at our latitude). Vertical elevations provided by the SRTM are falsified by the presence of systematic and random errors resulting on biases and inaccuracies different across the globe (see e.g., *Rodriguez et al.*, 2006) and resulting on an average vertical error of about 3.2 m in lowland and flat areas. Despite these errors, SRTM has been proven to be the most accurate among the freely and globally available DEMs, even compared to those characterized by higher spatial resolution (e.g. ASTER; *Rodriguez et al.*, 2006).

The study refers to altimetry series available at the two satellite tracks shown in Fig. 1 (box). Virtual station 1 (VS1) and 2 (VS2) are identified by the intersections of satellite tracks with the river reach and considered in the study as additional gauging stations. The remotely sensed water level datasets are made available by the European Space Agency (ESA; <http://earth.esa.int/riverandlake>) as part of the River and Lake Hydrology (RLH) data products. *Domeneghetti et al.*, (2014) shown the good correlation between remotely sensed altimetry data and concurrent water levels estimated at the satellite tracks for both ER-S and ENVISAT series and demonstrated the suitability of these datasets for calibrating a quasi two-dimensional (quasi-2D) model based on detailed topographic surveys. This work refers to altimetry data available from 1995 to 2003 and from 2003 to 2010 for the calibration and validation of all the implemented numerical models, respectively.

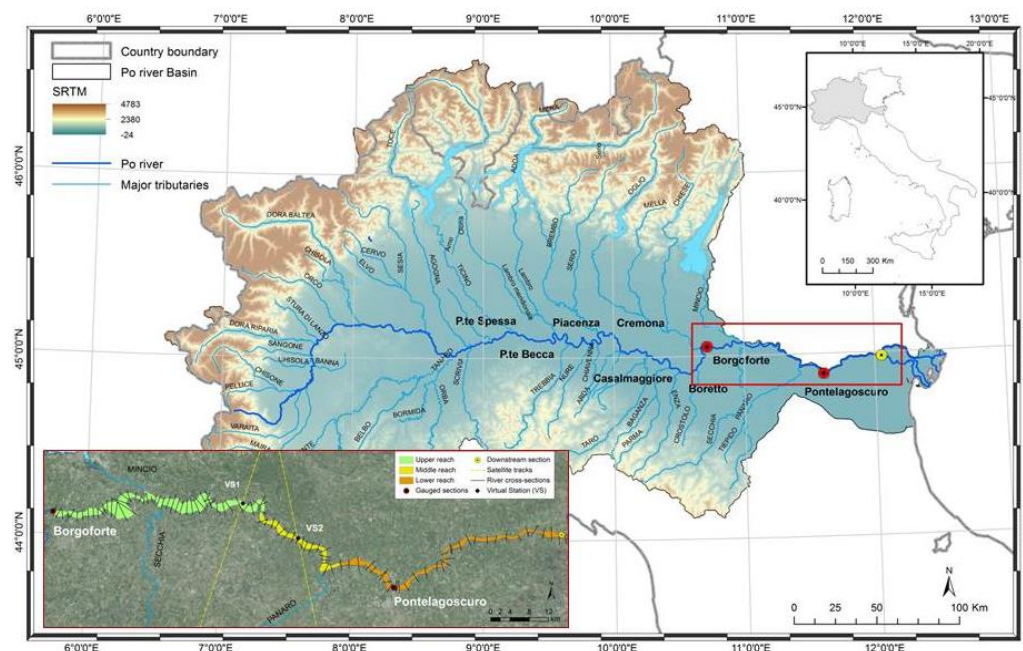


Figure 1. Po river basin: main river network, major tributaries and gauged stations; the red box highlights the river reach considered for the implementation of numerical models (zoomed box); box: 140 km of the Po river from Borgoforte to the beginning of the delta (yellow point), satellite tracks (yellow dashed lines), virtual stations (black points), 1D river cross-section (black lines) and homogeneous sub-reaches adopted for the model calibration (polygons).

3 METHODOLOGY AND NUMERICAL SIMULATIONS

The study investigates two different approaches to enhance the reproduction of the submerged river portion not sensed from satellite by referring to a different amount of traditionally surveyed information: Channel Bankfull (CB) and Slope-Break (SB) approaches. Both CB and SB are used for the modification of 104 river cross-sections along the study area, which are then used for the implementation of two one-dimensional (1D) models: CB- and SB-model, respectively.

The CB approach is based on the empirical relationship between the drainage area at a given river cross-section (A) and the channel bankfull depth (d_{bf}). This relationship can be seen as a different formulation of the hydraulic equations proposed by *Leopold et al.* (1953). Fig. 2a provides a schematic representation of the A - d_{bf} relationship estimated on detailed topographic surveys available at few river cross-sections (e.g.,

gauging stations in Fig. 1). Once defined, the main channel depth (and the submerged river portion h_{low-CB}) at a generic ungauged river section (white dots on Fig. 2a) can be estimated referring exclusively to its contributing area (A).

The SB approach is exclusively based on space-borne data and provides an estimation of river bottom at a given cross-section by recurring to a series of concurrent water surface widths (w) and water surface elevations (h), which are related through strong linear relationships (see *Mersel et al.*, 2013). Fig. 2b provides a schematic description of a generic river cross-section for which the SB relationship has been identified based on concurrent w and h values extracted within the range $h_{max}-h_{min}$. The submerged river portion, h_{low-SB} , may be estimated through the low flows relationship imposing $w=0$, thus enabling the identification of the river thalweg.

CB- and SB-models are one-dimensional (1D) numerical model implemented referring to river cross-sections extracted from the original SRTM and modified accordingly to the CB and SB approach, respectively. Model performances (i.e., root means square errors (RMSE), Nash-Sutcliffe efficiency (NS), mean absolute error (MAE)) and calibrated Manning coefficients obtained from the calibration of the quasi-2D model (reference model, also named LiDAR model) implemented for the same area with detailed topographic data are used in this analysis as benchmark for the evaluation of the SRTM-based models performances (see also *Domeneghetti et al.*, 2014).

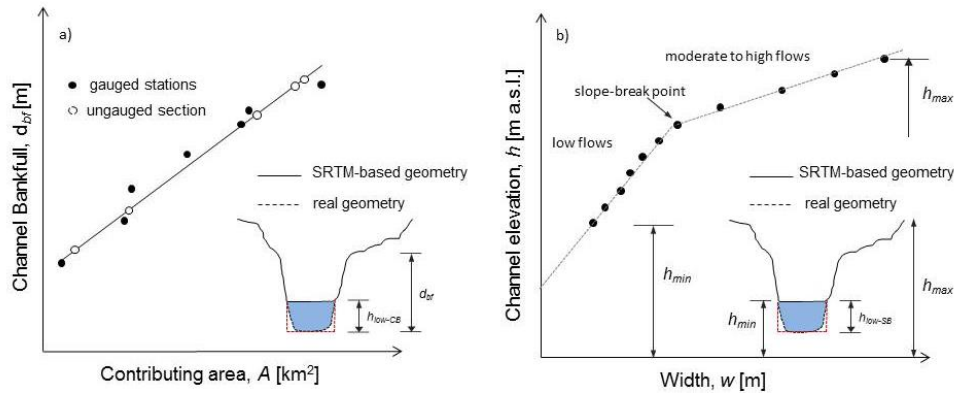


Figure 2. Panel a): schematic example of calibrated $A-d_{bf}$ relationship (black solid line) used for the estimation of d_{bf} at ungauged stations (white dots) and for the modification of SRTM-based river cross-sections (red dashed line); panel b): empirical relationships between water surface widths, w , and water levels, h (points highlight the presence of two linear relationships identified through the slope-break point) used to estimate the submerged river portion.

4 RESULTS

4.1 Simulation results of the CB-model

Table 1 summarizes the calibration results in terms of NS, RMSE and MAE, which can be compared with the values obtained adopting the reference quasi-2D model (i.e. LiDAR-model in Table 1). Simulation results highlight satisfying performances at both virtual stations (NSs values are equal to 0.23 and 0.34 at VS1 and VS2, respectively), while the model performance at the gauged station of Pontelagoscuro is quite limited (NS equal to 0.17). Even if significant, RMSE and MAE values retrieved at VSs still remain comparable to those obtained from the reference model, with a RMSE increment of 0.36 m in the worst case. The comparison of the calibrated roughness coefficients with those retrieved using the surveyed geometry highlights some biases that result on higher values along the overall study area. The results of the validation process, which is performed referring to data available from 2003 to 2010, are not satisfying and characterized by NSs values slightly higher than zero.

4.2 Simulation results of the SB-model

Table 1 reports the calibrated Manning's coefficients for the SB-model implemented adopting the SRTM-

based cross-sections modified according to the SB approach. The comparison with the reference quasi-2D model shows a good accordance, with the adoption of the same friction coefficient in the upper and middle river portions. The accuracy of SB-model appears particularly good at both VSs, with NS efficiency values equal to 0.38 and 0.49, respectively. The model reports worse results at the gauged section of Pontelagoscuro, where MAE and RMSE values (0.55 m and 0.70 m, respectively) are nearly double than the reference: maximum error increments compare to the benchmark model are equal to 0.27 m (MAE) and 0.35 m (RMSE). The satisfying performance of the SB-model is further proven by the validation process that reports NSs values higher than those obtained during the calibration and equal to 0.57 and 0.83 at VS2 and Pontelagoscuro, respectively.

Configuration	River stretch	Manning' coeff. [sm ^{-1/3}]	NS [-]	MAE [m]	RMSE [m]
LiDAR-model	Upper reach (VS1)	0.044	0.43	0.70	0.93
	Middle reach (VS2)	0.042	0.64	0.76	1.08
	Lower reach (Pont.)	0.025	0.95	0.28	0.35
CB-model	Upper reach (VS1)	0.049	0.23	0.86	1.09
	Middle reach (VS2)	0.045	0.34	1.10	1.44
	Lower reach (Pont.)	0.052	0.17	1.18	1.38
SB-model	Upper reach (VS1)	0.044	0.38	0.68	0.97
	Middle reach (VS2)	0.042	0.49	0.97	1.13
	Lower reach (Pont.)	0.04	0.79	0.55	0.70

Table 1. Manning's friction coefficients, NS, RMSE and MAE values obtained from the calibration of the reference quasi-2D model (i.e. LiDAR-model) and 1D numerical models implemented referring to STRM-based river cross section modified according to the CB and SB approaches (i.e. CB-model and SB-model, respectively).

5 CONCLUSIONS

This study investigates the use of remotely sensed altimetry data and freely available global SRTM to implement, calibrate and validate a one-dimensional model along a river stretch of the Po River. Among the considered approaches, the SB methodology does not require in-situ data and has proven to be more reliable than the CB approach for the reconstruction of the river geometry. The 1D model implemented on the basis of the SB approach provides the most satisfying results with model performances detriment of 0.27 m and 0.35 m in terms of MAE and RMSE, respectively, relative to the benchmark model. Results of this study further highlight the potential of space-borne topography and large satellite altimetry data for hydrodynamic modeling and may open new perspective for enhancing the study of flow dynamics at large- or global-scale, even in data-sparse regions where topographic field survey are totally absent or limited to a few river cross-sections.

REFERENCES

- Schumann, G.J. & Domeneghetti, A. Exploiting the proliferation of current and future satellite observations of rivers. *Hydrol. Process.* (Invited Commentary), doi: 10.1002/hyp.10825, 2016 (in press).
- Domeneghetti, A., Tarpanelli, A., Brocca, L., Barbetta, S., Moramarco, T., Castellarin, A., & Brath, A. The use of remote sensing-derived water surface data for hydraulic model calibration, *Remote Sensing of Environment*, 149, 130-141, 2014.
- Leopold, L. B. & Maddock T. *The Hydraulic Geometrv of Stream Channels and Some Physiographic Implications*, Office, 252 (252), 57, 1953.
- Mersel, M. K., Smith, L. C., Andreadis, K. M. & Durand, M. T. Estimation of river depth from remotely sensed hydraulic relationships, *Water Resources Research*, 49 (6), 3165-3179, 2013.
- Neal, J., Schumann, G. J.P. & Bates P. A subgrid channel model for simulating river hydraulics and floodplain inundation over large and data sparse areas, *Water Resources Research*, 1-16, 2012.
- Paiva, R. C. D., Durand, M. T. & Hossain, F. Spatiotemporal interpolation of discharge across a river network by using synthetic SWOT satellite data, *Water Resources Research*, 51, 430-449, 2015.
- Rodriguez, E., Morris, C. C. & Belz. J.J. A global assessment of the SRTM performance, *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 72 (3), 249-260, 2006.

EFFETTO DELL'ASSIMILAZIONE DEL CONTENUTO IDRICO SUPERFICIALE SULLE PERFORMANCE DI UN MODELLO IDROLOGICO DISTRIBUITO

Domenico De Santis¹, Daniela Biondi¹ & Pasquale Versace¹

(1) Dipartimento di Ingegneria Informatica, Modellistica, Elettronica e Sistemistica, Università della Calabria.

ASPETTI CHIAVE

- *Analisi dell'influenza del contenuto idrico sulla risposta idrologica di un piccolo bacino calabrese*
- *Analisi di procedure di validazione e di pretrattamento (quality check, filtering, scaling) delle misure di contenuto idrico di sensori in situ e da remoto ai fini dell'assimilazione in un modello idrologico distribuito*
- *Valutazione dell'efficacia delle strategie di assimilazione adottate, sulla base dei miglioramenti delle performance del modello nella simulazione degli eventi di piena storici*

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito della modellazione matematica dei processi del ciclo idrologico assume interesse sempre maggiore l'impiego di dati satellitari per la stima del contenuto d'acqua del suolo, parametro che riveste un ruolo cruciale nel processo di formazione delle piene, ma che allo stesso tempo è di non facile valutazione a causa dell'onerosità delle misure puntuali e soprattutto delle elevate variabilità spaziale e temporale che lo caratterizzano. Obiettivo del lavoro è stato valutare le possibilità di miglioramento delle performance di un modello idrologico distribuito, in termini di capacità di riprodurre sia le portate defluenti nel reticolo idrografico che alcuni processi idrologici di base, attraverso l'integrazione di osservazioni in situ e da sensore remoto del contenuto d'acqua nel suolo, tramite opportune procedure di preelaborazione e assimilazione.

2 CASO DI STUDIO

Il bacino considerato nelle applicazioni è quello del torrente Turbolo, un affluente di sinistra del fiume Crati che ha origine dalla Catena Costiera dell'alto Tirreno calabrese. Il Turbolo è un corso d'acqua dalle spiccate caratteristiche torrentizie, il cui regime idrometrico è fortemente correlato all'andamento stagionale delle precipitazioni. Il bacino presenta un'estensione di poco inferiore ai 30 km², con lunghezza dell'asta principale di circa 13 km e pendenza media del 28%.

I dati idrologici sono stati reperiti dalla rete di monitoraggio gestita dal Centro Funzionale Multirischi della Regione Calabria. In prossimità della confluenza con il Crati è presente una stazione idrometrica attiva fino al 2009 pur presentando periodi di non funzionamento. Dalla rete delle stazioni meteo sono stati ricavati dati di precipitazione e climatici per il calcolo dell'evapotraspirazione potenziale. All'interno del bacino sono presenti, inoltre, due stazioni per la misura del contenuto volumetrico d'acqua nel suolo, una in posizione baricentrica e l'altra in prossimità della sezione di chiusura, attive dal 2001 e dotate ciascuna di tre sensori posti a profondità di 30, 60 e 90 cm che registrano con risoluzione oraria; queste stazioni fanno parte dell'International Soil Moisture Network (ISMN), nel cui ambito i singoli dati sono sottoposti ad una procedura automatica di controllo con assegnazione di un quality flag (Dorigo et al., 2013).

In figura 1 sono riportati, per ciascun sito e per oltre cento eventi di piena selezionati, i valori medi iniziali di contenuto idrico registrati ed i valori di coefficiente di afflusso e portata di picco che caratterizzano il successivo evento di piena. In entrambi i casi si evidenzia il ruolo determinante che l'umidità del suolo esercita nella formazione del deflusso ed il comportamento a soglia della relativa risposta idrologica.

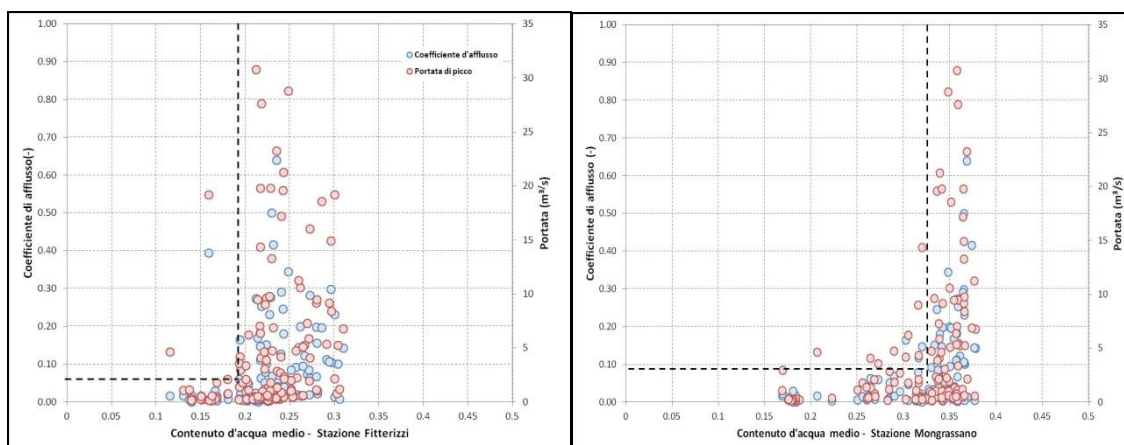


Figura 1. Relazione fra i valori medi iniziali di contenuto idrico registrati (a sinistra stazione di Fitterizzi, a destra stazione di Mongrassano) e quelli di coefficiente di afflusso e portata di picco degli eventi di piena osservati.

Nell'analisi sono state considerate anche le misure da remote sensing, in particolare il prodotto SM-OBS-4 del progetto H-SAF, ovvero serie temporali dei valori di contenuto d'acqua in termini di grado di saturazione relativi allo strato superficiale del suolo (< 2 cm), stimate in corrispondenza di un grigliato con risoluzione spaziale di 25 km a partire dalle misure del sensore attivo ASCAT montato sui satelliti MetOp, utilizzando l'algoritmo mostrato in *Naeimi et al.* (2009). Questi dati sono disponibili a partire dal 2007, con risoluzione temporale irregolare (un dato ogni 1-2 giorni, in corrispondenza dei passaggi del satellite). Le informazioni relative alle misure di contenuto d'acqua sono corredate da indicazioni che consentono di valutare la qualità del singolo dato (orbita ascendente o discendente, rumore, probabilità di presenza di ghiaccio o di neve etc.).

3 MODELLO IDROLOGICO

Le simulazioni sono state condotte utilizzando il modello afflussi-deflussi distribuito RISE (Runoff by Infiltration and Saturation Excess), descritto in *Versace et al.* (2004).

La struttura del modello è costituita principalmente da due moduli che descrivono i meccanismi con cui si attuano rispettivamente la generazione del deflusso (nelle sue componenti superficiale e sotterranea) ed il suo trasferimento lungo i versanti e la rete idrografica fino alla sezione di chiusura del bacino.

La superficie del bacino in analisi è preliminarmente discretizzata in celle a maglia quadra, di tipo canale e di tipo versante. Nel modulo di generazione del deflusso per ogni cella di tipo versante vengono simulati i processi idrologici di interesse (infiltrazione delle precipitazioni, bilancio dei flussi verticali nello strato superiore non saturo del terreno, scambi laterali con le celle contigue nella zona inferiore satura) simulando il comportamento di variabili di stato interne quali il contenuto d'acqua per lo strato non saturo ed il livello della falda per lo strato saturo del terreno. La generazione della componente sotterranea del deflusso deriva dalla propagazione sub-superficiale bidimensionale all'interno degli strati saturi fino alle celle di tipo canale. I fenomeni di trasferimento, nei canali e sui versanti fino alla sezione di chiusura, dei diversi contributi di ciascuna cella al deflusso sono successivamente simulati secondo un approccio riconducibile alla teoria dell'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico (GIUH).

4 FASI DELL'ASSIMILAZIONE DEI DATI DI CONTENUTO IDRICO NEL SUOLO

Le operazioni svolte di integrazione delle osservazioni in situ e da sensore remoto all'interno delle elaborazioni del modello idrologico, tramite opportune procedure di preelaborazione e assimilazione, possono essere schematizzate nelle seguenti fasi.

La prima fase è stata finalizzata alla predisposizione dei 3 dataset di valori di contenuto d'acqua nel suolo forniti rispettivamente dal modello idrologico, dai sensori in situ e dai sensori remoti. Riguardo al modello idrologico, si è proceduto alla taratura dei parametri sulla base di eventi di piena osservati e alla successiva

simulazione per l'intero periodo di interesse al fine di registrare l'andamento dei valori simulati di portata e di contenuto d'acqua nello strato di suolo non saturo in assenza di data assimilation. Riguardo alle misure già disponibili fornite da sensori in situ e da remoto, è stato condotto un quality check per eliminare dalle serie storiche quei dati che si ritengono poco affidabili.

In una seconda fase è stato effettuato un preprocessing delle misure da sensore in situ e da satellite finalizzato al successivo data assimilation nelle simulazioni del modello. Riguardo al dato da satellite, per il trasferimento al complessivo strato non saturo dell'informazione di contenuto d'acqua near-surface, è stato preliminarmente effettuato un processo di filtering, condotto calcolando l'andamento del Soil Water Index (SWI) con il filtro esponenziale mostrato da *Wagner et al.* (1999):

$$SWI(t_n) = \frac{\sum_i^n m_s(t_i) e^{-\frac{t_n - t_i}{T}}}{\sum_i^n e^{-\frac{t_n - t_i}{T}}} \quad (1)$$

in cui m_s è il contenuto d'acqua misurato da satellite e T un tempo caratteristico determinato massimizzando la correlazione fra SWI e misure in situ. Per il dato da sensore in situ sono stati invece opportunamente combinati valori a diverse profondità, verificando la capacità della serie ottenuta di descrivere l'andamento temporale del contenuto d'acqua medio nell'intero strato non saturo. Sia le serie storiche delle misure da satellite che da sensore in situ sono state poi sottoposte a delle procedure di scaling per correggere le differenze sistematiche con i valori forniti dal modello nella prima fase. Un esempio della procedura complessiva è riportato in figura 2.

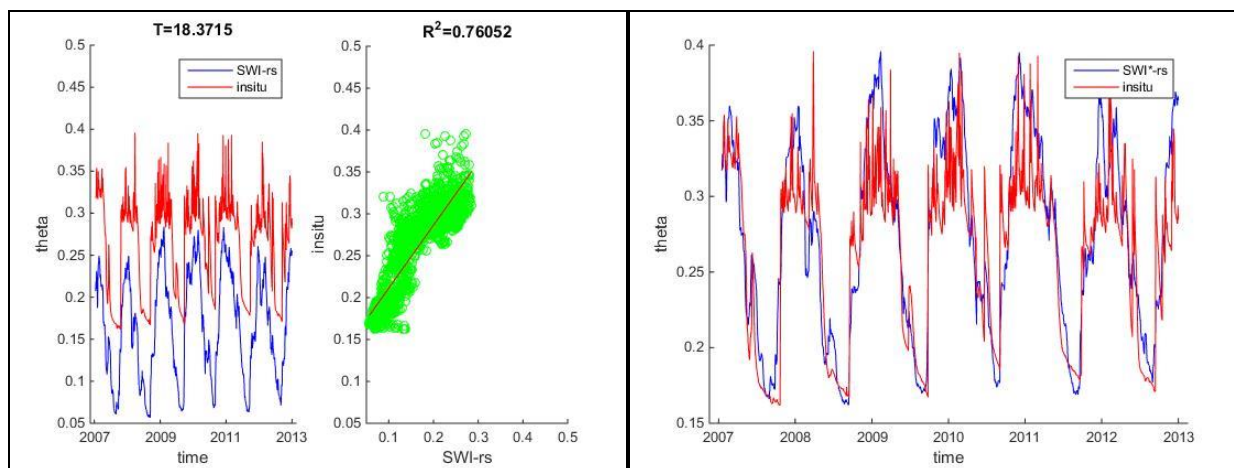


Figura 2. Preprocessing del dato da remote sensing: a sinistra operazione di filtering (condotta con filtro esponenziale), a destra operazione di scaling (condotta con metodo Min-Max).

Infine, sono state svolte le simulazioni del modello idrologico con data assimilation rispettivamente delle misure di contenuto d'acqua nel suolo da sensore in situ e da satellite, con modalità peculiari sulla base delle caratteristiche in termini di risoluzione spaziale delle due tipologie di dati. Questa fase è stata caratterizzata innanzitutto dalla scelta della tecnica di data assimilation da utilizzare, fra quelle di tipo sequenziale disponibili in letteratura. In prima analisi è stato applicato uno schema di tipo nudging come quello mostrato in *Brocca et al.* (2010):

$$SM_{ass}(t) = SM_{mod}(t) + G[SM_{mis}(t) - SM_{mod}(t)] \quad (2)$$

in cui SM_{mod} , SM_{mis} e SM_{ass} indicano rispettivamente il contenuto d'acqua derivanti da modello, da sensore (in situ o remoto) e da procedura di assimilazione, mentre G è una costante che determina il peso dato all'osservazione rispetto alla previsione da modello. Altri aspetti di rilievo in questa fase sono stati la valutazione dell'orizzonte spaziale di riferimento per l'analisi (singole celle del bacino, piccoli intorno dei siti

di misura, aree di competenza determinate con tecniche tipo topoietai, intero bacino) e delle successive eventuali modalità di spazializzazione delle correzioni per quanto compete l'aggiornamento dei valori della grandezza sulle singole celle.

Nell'ultima fase gli idrogrammi ottenuti rispettivamente all'inizio sulla base delle sole elaborazioni del modello e successivamente introducendo il data assimilation delle due diverse tipologie di osservazioni, nelle diverse modalità precedentemente accennate, sono stati confrontati con le registrazioni di portata al fine di valutare l'efficienza delle diverse procedure proposte in termini di miglioramento della capacità previsionali del modello rispetto agli eventi di piena.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Brocca, L., Melone, F., Moramarco, T., Wagner, W., Naeimi, V., Bartalis, Z. & Hasenauer, S. Improving runoff prediction through the assimilation of the ASCAT soil moisture product, *Hydrology and Earth System Sciences*, 2010, 14, 1881-1893.
- Dorigo, W.A., Xaver, A., Vreugdenhil, M., Gruber, A., Hegyiová, A., Sanchis-Dufau, A.D., Zamojski, D., Cordes, C., Wagner, W. & Drusch, M. Global Automated Quality Control of In Situ Soil Moisture data from the International Soil Moisture Network, *Vadose Zone Journal*, 2013, 12, 3.
- Naeimi, V., Scipal, K., Bartalis, Z., Hasenauer, S. & Wagner, W. An Improved Soil Moisture Retrieval Algorithm for ERS and METOP Scatterometer Observations, *IEEE Trans. Geosci. Remote Sensing*, 2009, 47(7), 1999-2013.
- Versace, P., Biondi, D. & Sirangelo, B. La generazione dei deflussi nella simulazione delle piene fluviali, *Atti del XXIX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Trento, 2004.
- Wagner, W., Lemoine, G. & Rott, H. A method for estimating soil moisture from ERS scatterometer and soil data, *Remote Sensing of Environment*, 1999, 70, 2, 191-207.

Indice degli Autori

—/ A /—

Addona, F. 19
 Adduce, C. 43
 Adirosi, E. 415, 1417
 Aguzzi, M. 321
 Ajassa, R. 789
 Alberoni, P. P. 1047
 Alberti, R. 1063
 Albertson, J. D. 867
 Alessi Celegon, E. 1369
 Algieri Ferraro, D. 213
 Alimonti, E. 911
 Alvisi, S. 1307
 Amadori, M. 11
 Amarnath, G. 1421
 Amato, F. 833
 Amengual, A. 1123
 Amici, A. 711
 Anglese, P. 1207
 Annis, A. 553, 1143
 Antinoro, C. 1035
 Antonelli, M. 1355
 Antonini, A. . 217, 241, 245, 1389
 Apollonio, C. 1187
 Arborea, S. 793
 Archetti, R. . 217, 241, 245, 269,
 301, 329, 341
 Arena, A. 337
 Arena, C. 1287
 Arena, F. 189, 193, 221, 297
 Argentiero, I. 951
 Arheimer, B. 443
 Aricò, C. 277
 Aristodemo, F. 31, 213, 249
 Armanini, A. 23, 107
 Armenio, V. 43, 635
 Arnone, E. 485, 1035
 Aronica, G. T. . 1091, 1147, 1151
 Arrighi, C. 971
 Ataoui, R. 1161
 Atun, F. 1103

Aureli, F. 903, 1047

—/ B /—

Bacchi, B. 427, 979
 Badas, M. G. 63, 135
 Badiani, B. 1235
 Bagli, S. 443, 1373
 Bagno, A. 147
 Bagnoli, F. 995
 Balacco, G. 773, 1187
 Baldini, L. 415, 1417
 Balistrocchi, M. 427, 439, 979
 Ballio, F. 1103
 Balzano, A. 313
 Bancheri, M. 459, 1377
 Banik, B. K. 1169
 Banzato, C. 715
 Baratti, E. 1315
 Barbaro, G. . 273, 289, 337, 1075,
 1335
 Barbetta, S. 1099, 1409, 1421
 Barone, S. 131
 Barontini, S. 1235
 Becciu, G. 963
 Belletti, B. 753
 Bellezza, M. 577
 Bellin, A. 383, 505
 Bellotti, G. 173, 281
 Ben Meftah, M. 59, 83
 Bendoni, M. 863
 Benettin, P. 509
 Beqiri, E. 1215
 Berardi, L. 1251, 1275
 Bernard, M. 1015, 1063
 Bernardi, G. 1429
 Berteni, F. 359
 Berti, M. 1015
 Bertola, P. 1259, 1275
 Bertoldi, G. 1373, 1437
 Berzi, D. 1351
 Besio, G. 103, 131, 225, 293, 1215
 Bettoni, B. 1235

Bezzi, M. 1215
 Bihs, H. 269
 Biondi, D. 399, 1071, 1449
 Birjukova, O. 7
 Biscarini, C. 79, 1131
 Bischetti, G. B. 1207
 Bisci, C. 1019
 Bizzi, S. 719
 Bizzozero, F. 217
 Blondeaux, P. 647
 Blöschl, G. 443
 Boaga, J. 841
 Boano, F. 781
 Bogaard, T. A. 1023
 Bogoni, M. 623
 Boi, S. 103
 Bolaños Sanchez, R. 333
 Bombino, G. 829
 Bonaccorso, B. 601
 Bonati, S. 1235
 Bonetto, I. 91
 Boreggio, M. 1063
 Borga, M. 525, 1373
 Borgatti, L. 493
 Borsi, I. 481
 Boscarello, L. 1303
 Botter, G. 407, 509, 541, 743,
 1119, 1369
 Bovolin, V. 35
 Bozzi, S. 123, 217
 Bracco, G. 233
 Bragalli, C. 1283, 1315
 Brath, A. 387, 923
 Brenner, J. 1373, 1437
 Brocca, L. 1409, 1421
 Brocchini, M. 161, 305
 Brunet, I. 1119
 Brunetti, G. 947, 1203
 Brunetti, M. 379
 Bruno, M. F. 309, 345
 Brunone, B. 1295

Burriesci, G. 119, 143
 Burzillieri, L. 1207
 Busato, L. 841
 Bussettini, M. 525, 753
 Butera, I. 715

—/ C /—

Cagninei, A. 229, 233
 Caka, A. 1215
 Caleffi, V. 39, 67
 Calenda, G. 911
 Callegaro, C. 447
 Callerio, M. 1207
 Caloiero, T. 593
 Calvo, R. 833
 Cameira Covas, D. I. 1335
 Camici, S. 1099
 Camilli, F. 261
 Campisano, A. 1247
 Camporeale, C. 619
 Camporese, M. 479, 695
 Canali, M. 691
 Cancelliere, A. 517, 601, 1007
 Candela, A. 1147
 Cannarozzo, M. 1287
 Cannata, G. 3, 261
 Cannata, M. 481
 Canora, F. 951
 Cantelli, A. 15
 Cantisani, A. 1135
 Capano, G. 975
 Caporali, E. 375, 431, 549, 1127,
 1211
 Capparelli, G. 533, 987, 1027
 Cappelletti, M. 545
 Cappietti, L. 209, 257, 353
 Capponi, C. 1291
 Capuano, C. 597
 Caracciolo, D. 455, 485
 Carbone, M. 947
 Carillo, A. 233
 Carisi, F. 879, 923
 Carleo, L. 999
 Carminati, M. 1179
 Carnesecchi, G. 497

Carniello, L. 541, 627, 639, 651,
 1083, 1119
 Carraro, F. 39
 Carravetta, A. 1195
 Carrettini, C. A. 1303
 Caruso, A. 781
 Casadei, S. 577
 Cassiani, G. 841
 Castellani, L. 375
 Castellarin, A. 387, 443, 497, 879,
 923
 Castelli, F. 521, 971
 Castelli, M. 1437
 Castellino, M. 173
 Catini, F. 285, 317
 Cau, P. 573
 Caviglia, C. 789
 Cecioni, C. 281
 Cekrezi, B. 1215
 Ceola, S. 363, 915
 Ceppi, A. 1123, 1413
 Ceriotti, G. 699
 Cerutti, A. 1235
 Cervi, F. 493, 497
 Cesari de Maria, S. 857
 Chen, A. S. 1151
 Chesini, A. 1215
 Chiaia, G. 27
 Chiapponi, L. 19, 95
 Chiaradia, E. A. 857, 1207
 Chiarelli, D. D. 1227
 Chiarello, V. 431, 549
 Chidichimo, F. 1397
 Chiesa, C. 1303
 Chirico G., B. 817
 Ciabattini, S. 245
 Ciaponi, C. 1173
 Ciavolella, M. 1023
 Cifrodelli, M. 537
 Cimorelli, L. 875
 Cioffi, F. 403, 419
 Cipolla, S. S. 983
 Ciraolo, G. 185
 Ciriello, V. 675, 703, 707
 Cislighi, M. 1087, 1381, 1393
 Claps, P. 513, 549, 557

Clavero, M. 95
 Clerici, E. 1355
 Collu, M. 193
 Colman, M. 887
 Colombo, A. 497
 Comegna, L. 1011
 Comerlati, A. 691
 Comiti, F. 525, 731, 753, 845
 Comoglio, C. 739, 749
 Comunale, G. 147
 Consoli, S. 841
 Conte, M. C. 1195
 Contento, G. 333
 Contestabile, P. 165, 197
 Conticello, F. 403, 419
 Corbari, C. 1433
 Corradini, C. 537
 Corvaro, S. 161
 Coscarella, F. 87
 Coscarelli, R. 593
 Cosenza, A. 809
 Costa, F. 277
 Costabile, P. 1155
 Costanzo, C. 1155
 Costi, M. 1215
 Costisella, C. 1259
 Covelli, C. 875
 Cozzolino, L. 875
 Creaco, E. 1173, 1255
 Crema, I. 209
 Crespi, A. 379
 Crespi, M. 173
 Crespo, A. J. 55
 Crestani, E. 541, 695, 1239
 Crispino, G. 931
 Crisponi, N. 553
 Cruscomagno, F. 1071
 Curreli, M. 849
 Cusati, L. A. 333

—/ D /—

D'Alessandro, F. 289
 D'Alpaos, A. 639, 651, 655
 D'Alpaos, L. 541, 639, 651, 1083
 D'Asaro, F. 833
 D'Ercole, M. 1275

- D'Errico, M. 155, 201
D'Odorico, P. 1231
D'Oria, M. 581, 871
Dal Palù, A. 1047
Dal Sasso, F. S. 1135
Dall'Amico, M. 1027
Dalla Valle, L. 1215
Dallali, M. 635
Daly, E. 479
Damiani, L. 281, 309, 345
Damiano, E. 1011
Daprà, I. 51
Darvini, G. 679, 1271
Dattilo, F. 289
Dazzi, S. 903, 1095
De Barros, F. 663
De Bartolo, S. 687
De Biase, M. 1397
De Carolis, G. 1231
De Cicco, P. N. 821
De Costanzo, G. 1135
De Filippis, G. 481
De Girolamo, A. M. 765
De Girolamo, P. 173, 281, 325
De Leo, F. 1215
De Luca, D. L. 399, 549, 561
De Marchis, M. 7
De Marco, G. 1385
De Marinis, G. 1169, 1267, 1279, 1331, 1339
De Napoli, F. 249
De Nigris, N. 321
De Paola, F. 475, 1319
De Santis, D. 1449
De Serio, F. 59, 83
De Vito, R. 367
Dean, J. F. 479
Defina, I. 375
Degetto, M. 1063
Deidda, R. 423, 501, 549, 573
Del Giudice, G. 935
Dell'Oca, A. 667
Della Chiesa, S. 1437
Della Morte, R. 875
Delogu, A. 1283
Demarchi, L. 719
Denisi, C. 265, 349, 955, 1183, 1219
Denisi, P. 829
Dentale, F. 181, 253
Destefanis, E. 789
Devoti, S. 285
Di Baldassarre, G. 1091
Di Bella, G. 813
Di Bernardino, A. 99
Di Cristo, C. 47, 1059, 1169, 1331
Di Federico, V. 19, 675, 703
Di Francesco, S. 79, 1131
Di Grazia, A. 887
Di Lauro, E. 197
Di Lazzaro, M. 505
Di Leo, A. 253
Di Martino, L. 895
Di Micco, L. 143, 147
Di Nardo, A. 1165
Di Natale, M. 1165, 1223
Di Palma, F. 1279
Di Pietro, P. 927
Di Pillo, R. 765
Di Risio, M. 173, 281, 325
Di Ronza, S. 1223
Di Santo, A. R. 309
Di Venti, A. 1111
Diomede, T. 1079
Djordjević, S. 1151
Dolia, D. 971
Domínguez, J. M. 55
Domec, J. C. 451
Domeneghetti, A. 387, 879, 923, 1445
Domenichini, F. 115, 135
Donatini, L. 333
Dotto, A. 1215
Dottori, F. 1107
Doulatyari, B. 1369
Ducci, A. 119
Dvoriashyna, M. 127

—/ E /—
Enrile, F. 103
Eramo, C. 1223
Ercolani, G. 521
Ermini, R. 951, 1161
Errico, A. 837
Espa, S. 151
Esposito, G. 785
Evangelista, C. 1023
Evangelista, S. 1059, 1331

—/ F /—
Fabbicino, M. 785
Facchi, A. 857
Facco, F. 1119
Failla, G. 193
Fallico, C. 687
Fanton, P. 1369
Farabollini, P. 1019
Fausti, F. 1235
Favara, V. 177
Favaretto, C. 237, 907
Fazzini, M. 1019
Fecarotta, O. 1195
Fedele, R. 963
Federici, G. V. 375, 899, 1127, 1211
Federico, I. 301
Feki, M. 1413
Felisa, G. 703
Ferrante, M. 1291
Ferrante, R. 955, 1183, 1219
Ferrante, V. 197
Ferranti, C. 553, 1139, 1143
Ferrarese, G. 1327
Ferraresi, M. 581
Ferrari, A. 1047
Ferrari, E. 593
Ferrari, F. 63
Ferraro, D. 87
Ferreira da Silva, A. M. 635
Ferrerri, G. B. 225
Ferronato, N. 1215
Fersch, B. 467
Fiamma, V. 189, 193, 221, 1335
Fidelibus, M. D. 951
Figueiredo, R. 1107
Filianoti, P. 265, 349, 955, 1183, 1219
Fiorentini, M. 471

Fiorentino, M. 489, 609
 Fioretti, E. 745
 Fiori, A. 411, 505, 663, 911, 1405
 Fiume, A. 1369
 Flammini, A. 537
 Floqi, T. 1215
 Foglia, L. 481
 Fois, L. 853
 Fontana, N. 1187, 1319
 Forestieri, A. 435, 455
 Formetta, G. 533, 1027, 1377
 Fortini, M. 1283
 Fortini, S. 151
 Fortugno, D. 829
 Fortunato, A. 1287
 Fossati, M. 1207
 Foti, G. 273, 289, 337, 1043, 1075
 Francalanci, S. 899
 Franchini, M. 1307
 Francioso, R. 309
 Francipane, A. 485
 Franco, L. 173
 Fratino, U. 367, 1175, 1347
 Freni, G. 589, 919, 1111, 1263,
 1299
 Frisinghelli, M. 1259
 Frongia, S. 891
 Fufaj, F. 1215
 Furcolo, P. 395, 597

—/ G /—

Gabellani, S. 971
 Gaeta, M. G. 241, 301, 329, 341
 Gallerani, G. 1215
 Gallerano, F. 3, 261
 Gallo, D. 123
 Gandolfi, C. 857, 1207
 Gangemi, M. D. 273
 Ganora, D. 391, 513
 Garau, M. 63
 Garbin, S. 1119, 1369
 Gardner, J. 627
 Gargano, R. 1023, 1267, 1279,
 1339
 Gariano, S. L. 1039
 Gaudio, R. 7, 87

Gentile, N. 609
 Ghilardi, P. 1051
 Ghirotti, R. 493
 Giandomenico, L. 1429
 Giassi, M. 217
 Gioia, A. 797
 Giorcelli, E. 233
 Giordano, R. 1175
 Giovannini, L. 11
 Gisonni, C. 931
 Giudicianni, C. 1165
 Giugni, M. 1187, 1319
 Giuzio, L. 549, 1135
 Gjini, B. 1215
 Gnecco, I. 943, 967
 Goatelli, F. 379
 Gobbi, S. 1215
 Gochis, D. J. 467
 Gomez-Gesteira, M. 55
 Gong, J. 1291
 Gorgoglione, A. 797
 Gorgucci, E. 1417
 Gostner, W. 727
 Granata, F. 1267, 1279, 1339
 Greco, G. 1397
 Greco, M. 1059
 Greco, R. 1011, 1023, 1279
 Gregoretti, C. 1015, 1063
 Grilli, S. 273
 Grimaldi, S. 411, 475, 1139, 1405,
 1417, 1425, 1429
 Grossi, G. 359, 439
 Gruosso, G. 217
 Guerrero, M. 1389
 Guida, A. 1011
 Guirrerri, D. 1215
 Gurnari, L. 265, 955, 1183, 1219

—/ H /—

Haxhi, N. 1215
 Hellies, M. 501
 Homar, V. 1123

—/ I /—

Iacobellis, V. 609, 797
 Ianchello, M. 687
 Iervolino, M. 47, 1059

Inghilesi, A. F. 863
 Inghilesi, R. 43, 285, 317
 Iovine, G. 1039
 Isola, M. 1127

—/ J /—

Jenkins, J. T. 75

—/ K /—

Kamath, A. 269
 Katopodis, C. 749
 Katul, G. 451
 Kofoed Hansen, H. 333
 Koutsoyiannis, D. 411
 Kraja, X. 1215
 Kunstmann, H. 467

—/ L /—

La Loggia, G. 485, 1111, 1263,
 1299
 La Rocca, M. 27
 Labate, A. 955, 1183, 1219
 Laface, V. 189, 297
 Lagazzo, A. 131
 Lago, R. 1119
 Lagomarsino Oneto, D. 103
 Laio, F. 363, 391, 513, 915
 Lall, U. 403, 419
 Lamberti, A. 245, 341
 Lami, I. 1215
 Langousis, A. 423, 501
 Lanzoni, S. 623, 655, 757, 1015
 Larcán, E. 1351
 Larcher, M. 23, 75, 107
 Lasaponara, F. 261
 Laucelli, D. B. 1251
 Lauriola, I. 675, 707
 Lazzaro, G. 743
 Leopardi, A. 1059, 1169, 1331
 Leuzzi, G. 15, 71, 99
 Li Marzi, V. 139
 Liberti, L. 285
 Libertino, A. 549, 557
 Liuzzo, L. 589, 919, 1111
 Lo Conti, F. 435, 549
 Lo Porto, A. 765
 Lo Re, C. 185, 225

Lollai, S. 911
 Lombardi, G. 1123
 Lombardo, F. 411, 415, 1441
 Longo, E. 1091
 Longo, S. 19, 95, 703
 Longobardi, A. 597, 959
 Lopez Castano, S. 635
 Lopez Dubon, S. 757
 Lorenzoni, C. 161
 Losada M, A. 95
 Lotti, L. 139
 Lucarelli, C. 727
 Ludwig, R. 573
 Lupieri, G. 333
 Luzzi, V. 1373

—/ M /—

Macchia, S. 557
 Macchione, F. 1155
 Magaldi, M. G. 103
 Magini, R. 1311
 Maglionico, M. 983
 Magliulo, P. 745
 Maida, C. 809
 Maier, A. 1215
 Maiolo, M. 585, 975
 Majone, B. 383, 505
 Malara, G. 189, 221
 Malavasi, S. 205, 1191, 1327,
 1343, 1347, 1355
 Malcangio, D. 27, 59
 Mallandrino, G. A. 177
 Mallucci, S. 383
 Maltese, A. D. 277
 Mamalakis, A. 423
 Mancinelli, A. 161, 1271
 Mancini, C. P. 911
 Mancini, M. 1123, 1413, 1433
 Manciola, P. 79, 1131
 Mancusi, L. 489, 1135
 Mandelli, S. 1343
 Manenti, S. 991, 1051
 Manfreda, S. 489, 549, 609, 1115,
 1135
 Mannina, G. 805
 Manno, G. 185

Manoli, G. 451
 Mao, L. 753
 Marani, M. 407, 451, 627
 Maranzoni, A. 903, 1095
 Marcaccio, M. 493
 Marchese, E. 731
 Marchi, L. 525
 Marchioni, M. 963
 Marinelli, A. 1359
 Marini, F. 237
 Marini, G. 1187, 1319
 Marotta, L. 419
 Marras, P. A. 573
 Martelli, G. 691
 Martelloni, G. 995
 Martina, M. 1107
 Martinelli, L. 237, 907
 Martino, D. 955, 1183, 1219
 Martino, R. 1195
 Martins, N. M. 1335
 Mascaro, G. 573
 Masciocco, L. 789
 Massari, C. 1421
 Masseroni, D. 857, 1207
 Mastronardi, M. V. 1347
 Masullo, C. 371
 Mattassi, G. 691
 Matthies, H. G. 431
 Mattiazzo, G. 233
 Matticchio, B. 1119
 Maugeri, M. 379
 Mayer, A. 857
 Mazza, G. 863
 Mazzetti, E. 1295
 Mazzino, A. 103
 Mazzitelli, C. 463
 Mazzola, M. R. 1287
 Mazzoli, P. 443, 1373
 Mazzoni, A. 173
 Mel, R. 1083
 Mele, F. 1429
 Mendicino, G. 467, 585, 1385
 Mendoza, M. T. 1103
 Meniconi, S. 1295
 Meninno, S. 107
 Menoni, S. 1103

Meringolo, D. D. 31, 249
 Merz, B. 403
 Messa, G. V. 1191
 Meyer, S. 573
 Michael, E. 845
 Michailidi, E. M. 427
 Michelazzo, G. 887
 Michele, S. 201
 Mignosa, P. 871, 903, 1047, 1095
 Milanese, L. 1055
 Milanese, M. 139
 Mineo, C. 1441
 Minucci, G. 1103
 Mita, L. 489, 609
 Mizar Formentin, S. 165, 169
 Mobilia, M. 959
 Modica, C. 1247
 Molfetta, M. G. 281, 309
 Molinari, D. 1103, 1107
 Molini, P. 581
 Molino, B. 875
 Monegaglia, F. 735
 Montaldo, N. 605, 849, 853
 Montanari, A. 363, 443, 497, 565,
 915, 1315
 Monteforte, M. 185, 225
 Montessori, A. 27
 Monti, P. 15, 71, 99
 Moramarco, T. 1099, 1409, 1421
 Moramarco, V. 609
 Morbidelli, R. 537
 Morbiducci, U. 123
 Morelli, M. 321
 Moreno Miquel, A. 217, 269, 329
 Moretti, G. 867
 Moroni, M. 711
 Mossa, M. 27, 59, 83
 Mukolwe, M. 1091

—/ N /—

Napoli, E. 7
 Napolitano, F. 1417, 1441
 Napolitano, J. 569
 Narcetti, M. 789
 Nardi, F. 553, 1139, 1143
 Nardi, L. 753

Naso, S. 1151
 Nasta, P. 463
 Nava, V. 193
 Negri, M. 205
 Negrinelli, G. 883
 Nepita, I. 131
 Nicita, G. 139
 Nicodemo, M. 463
 Nicotra, A. 955, 1183, 1219
 Nigro, G. 975
 Noormets, A. 451
 Notarnicola, C. 1437
 Notaro, V. 589, 919, 1111, 1263,
 1299
 Noto, L. V. 435, 455, 485, 549,
 1035
 Novick, K. 451
 Nucci, E. 23

—/ O /—

Oishi, A. C. 451
 Olivares, L. 1011
 Omeri, A. 1215
 Orasi, A. 285, 317
 Oren, R. 849
 Orlandini, S. 471, 867
 Orlando, D. 1441
 Ortigara, A. R. C. 1199
 Ottolenghi, L. 43
 Oumeraci, H. 971

—/ P /—

Paccagnella, T. 321
 Pacchin, E. 1307
 Pacetti, T. 1211
 Paci, A. 241
 Padulano, R. 935
 Pagano, A. 367, 1175, 1347
 Pagliara, S. 643
 Palermo, M. 643
 Palla, A. 943, 967
 Palladino, M. 463, 1405
 Palladino, M. R. 1099
 Palma, G. 165, 1359
 Palmieri, S. 1271
 Palumbo, N. 309
 Palummo, A. 825

Paniconi, C. 471, 573
 Pantusa, D. 585
 Papa, G. 809
 Papa, M. N. 999
 Papiri, S. 769
 Pappagallo, G. 765
 Parajka, D. 443
 Paranunzio, R. 363
 Paris, E. 139, 821, 863, 899
 Parlagreco, L. 285
 Parravicini, P. 1393
 Pasquali, D. 173, 281, 325
 Pasquino, V. 817
 Passadore, G. 541, 671, 1119
 Passoni, G. 123, 217
 Paternolli, M. 727
 Pedon, F. 1215
 Pedrizzetti, G. 115
 Pedroncini, A. 333
 Peli, M. 1235
 Pellecchia, V. 801
 Pellegrini, U. 1381
 Pellegrino, A. M. 1003
 Pelli, D. 353
 Pellicani, R. 951
 Pelosi, A. 395
 Penna, D. 845
 Penna, N. 7
 Penna, O. 1183
 Peppoloni, F. 577
 Peres, D. J. 517, 1007
 Perra, E. 573
 Persi, E. 1051
 Persiano, S. 387, 443
 Perugini, E. 305
 Peruzzo, P. 143, 147
 Petaccia, G. 1051
 Petrelli, C. 3
 Petronici, F. 493
 Petroselli, A. 475, 1139, 1405,
 1417, 1425, 1429
 Pezzinga, G. 1255, 1295
 Pfister, M. 931
 Piégay, H. 719
 Piacentini, L. 245
 Pianese, D. 875

Picarelli, L. 1011
 Picciafuoco, T. 537
 Piccinni, A. F. 773, 797, 1187
 Piccolroaz, S. 11, 505
 Pierleoni, A. 577
 Pietta, A. 1235
 Piffer, S. 1067
 Pifferi, V. 1179
 Pilotti, M. 15, 777, 1055
 Pini, A. 71
 Piras, M. 573
 Piro, P. 939, 947, 1203
 Pirozzi, F. 785
 Pirrera, G. 833
 Pisaturo, G. R. 1363
 Piscionieri, D. 809
 Piscopia, R. 1139
 Pistocchi, A. 1373
 Pivato, M. 627
 Poggi, D. 229, 233
 Pollard, A. 635
 Pontoni, L. 785
 Ponzini, R. 123
 Porfiri, M. 1405, 1425, 1429
 Porta, G. M. 699
 Porti, M. 939
 Portoghese, I. 367, 609
 Postacchini, M. 305
 Pratola, L. 181, 309
 Prestininzi, P. 27
 Preti, F. 837
 Principato, F. 1203
 Prost, F. 1047
 Pugliese Carratelli, E. 35, 253
 Pugliese, A. 443
 Pugliese, F. 1319
 Puleo, V. 1111, 1263, 1299
 Pumo, D. 455, 485
 Puntorieri, P. 1335

—/ Q /—

Qeraxhiu, L. 951
 Quaranta, E. 749
 Querzoli, G. 63, 99, 135, 151
 Quilici, F. 887

—/ **R** /—
Ranieri, E. 797
Ranzi, R. 379, 883, 1235
Ravazzani, G. . . 1123, 1401, 1413
Reale, F. 253
Rech, L. 1067
Rejtano, B. 1247
Renna, F. M. 1347
Repetto, R. 127, 131
Revelli, R. 715, 749
Ricca, G. 895
Richichi, A. 273
Ridolfi, E. 1311
Ridolfi, L. 619, 781
Rienzner, M. 857
Righetti, M. 1259, 1275, 1363
Rigon, R. 459, 1027, 1377
Rinaldi, A. 181
Rinaldi, M. 525, 723, 753
Rinaldo, A. . . . 509, 541, 639, 651,
671
Riva, M. 667, 683
Rizzi, A. 1067
Rizzo, G. 123
Rogers, B. D. 55
Rognoni, C. 1259
Roman, F. 43
Romano, A. 173, 281
Romano, N. 463, 475, 1405
Romero, R. 1123
Romolo, A. 189, 221
Ronco, P. 541
Rosatti, G. 1067
Rossetto, R. 481
Rossi, F. 529
Rossi, G. 601
Rossi, L. 229
Rossi, M. M. A. 1179, 1327, 1355
Rovatti, M. 967
Ruberti, D. 1223
Ruiz-Villanueva, V. 821
Rulli, M. C. 1227, 1231, 1405
Rummler, T. 467
Ruol, P. 237, 907
Russo, F. 1441
Russo, M. 1087, 1381

Ruzza, V. 1239
Ruzzo, C. 193
Rüther, N. 1389
—/ **S** /—
Sadun, S. 887
Sai, F. 1393
Salandin, P. 679, 695, 1239
Salinas, J. L. 387
Salmon, J. 119
Saltalippi, C. 537
Samaras, A. G. . . . 301, 329, 341
Sambito, M. 919
Samela, C. 1115
Sammacco, P. . 155, 173, 201, 281
Sammartano, V. 1323
Sannino, G. 233
Sansalone, J. J. 963, 967
Sansone, E. 947
Santonastaso, G. F. 1165
Santopietro, S. 1339
Saponieri, A. 309, 345
Sarigu, A. 605
Sarno, L. 999
Sartini, L. 293
Sartor, J. F. 959
Sauli, G. 833
Saulino, L. 817
Scala, B. 1235
Scandellari, F. 845
Scannapieco, G. 529
Scarpi, G. 51
Scarpone, S. 3
Schifferegger, R. 727
Schippa, L. 1003
Schirmer, M. 1369
Schröder Esselbach, B. 1211
Scolaro, I. 1287
Scorpio, V. 731
Scorzini A., R. 1107
Sechi, G. M. 569, 891, 1243
Senatore, A. 467, 585, 1385
Seoni, A. 63
Serafin, F. 1377
Serafino, R. 955, 1183, 1219
Servili, F. 1311

Sgarabotto, A. 655
Sgrò, A. 829
Shelby, M. 273
Shyti, M. 1215
Sibilla, S. 1051
Sica, B. 463
Sicilia, C. L. 1043, 1075
Siena, M. 683
Silvestri, S. 627
Simoncelli, S. 777
Simone, A. 1165, 1251
Simonetti, I. 257
Simoni, A. 1015
Sinagra, M. 1071, 1323
Sirangelo, B. 593
Solari, L. 139, 821, 837, 863, 899
Soldini, L. 1271
Sole, A. 1115, 1135
Soligno, I. 497, 915
Sottani, A. 671
Soulsby, C. 743
Spada, D. 1215
Spada, E. 1071, 1323
Spasiano, D. 773
Speranza, G. 463
Spiloto, G. 951
Spina, D. 1429
Spolverino, G. 987
Spurio, E. 1019
Stancanelli, L. 1015
Stocchino, A. 103, 131
Stokseth, S. 1389
Straface, S. 687, 1397
Surian, N. 525
Susin, F. M. 119, 143, 147
—/ **T** /—
Tagliavini, M. 845
Tambroni, N. 647
Tamburino, V. 829
Tanda, M. G. 581, 659, 871
Tappin, D. 273
Tarpanelli, A. 1409, 1421
Tauro, F. 1405, 1425, 1429
Teatini, P. 691
Telesca, V. 419

Termini, D.	631	Ungarish, M.	19	Viola, F.	177, 455, 485
Terranova, O.	1039	Unguendoli, S.	321	Viola, S.	185
Tesini, M. S.	1079	Ursino, N.	447	Visentin, F.	1119
Tetzlaff, D.	743			Vissio, G.	233
Tinelli, S.	1173	—/ V /—		Vitale, N.	1235
Todeschini, S.	769	Vacca, A.	47, 1059	Vittori, G.	647
Todini, E.	1283	Vacondio, R.	55, 1047	Viviani, G.	805, 809, 813
Todisco, M. T.	765	Vairo, G.	155	Vivoni, E. R.	573
Toffolon, M.	11	Valente, A.	745	Volpi, E.	411, 415, 911
Toja, M.	895	Valentini, N.	309	Vurro, M.	367, 1175
Tomasicchio, R.	289	Valerio, G.	15, 777		
Tomelleri, E.	1437	Valiani, A.	39, 67	—/ W /—	
Tomesani, G.	497	Van Beek, V. M.	883	Woodbury, A. D.	659
Tomirotti, M.	379	Van de Bund, W.	719		
Tommasini, L.	639	Van Hullebusch, E.	785	—/ Z /—	
Tondi, C.	161	Vanella, D.	841	Zanin, A.	739
Toninato, R.	119, 143, 147	Velasco Mansilla, V.	481	Zanini, A.	659
Tononi, M.	1235	Vella, E.	1215	Zanoletti, A.	979
Tortorelli, M.	1369	Veltri, P.	31, 213, 249	Zanotelli, D.	845, 1373
Tosi, T.	1215	Veltri, S.	939	Zanuttigh, B.	165, 169, 321
Toth, E.	545, 613	Ventroni, M.	313	Zardi, D.	11
Tricarico, C.	1267, 1279	Venturi, S.	1131	Zarlenga, A.	505, 663
Tricarico, E.	863	Versace, P.	533, 549, 561, 987, 1071, 1449	Zarotti, C.	1031
Tripepi, G.	249	Vescovi, D.	1351	Zecchin, A. C.	1291
Trotter, L.	1079	Vesipa, R.	619	Zema, D. A.	829
Troy, T. J.	1115	Vezza, P.	739, 753	Zen, S.	761
Tubino, M.	735	Vicari, M.	927	Zenucchini, V.	1235
Tucciarelli, T.	1071, 1323	Viccione, G.	35, 111, 801	Zhidro, M.	1215
Turco, M.	947	Vicinanza, D.	165, 197	Zijlema, M.	313
Turolla, A.	1179, 1355	Viero, D. P.	91, 541, 757, 1119	Zolezzi, G.	735, 761, 1215
Tweedy, J. H.	127	Vigliotti, M.	1223	Zorzetto, E.	407
		Vigna, B.	715	Zorzi, N.	1067
—/ U /—		Villani, P.	529	Zucca, R.	1243
Ugarelli, R. M.	1275	Villari, G.	349	Zuddas, P.	569
Uhlenbrook, S.	1199			Zugliani, D.	1067

Ringraziamenti

Un doveroso ringraziamento è rivolto a chi, attraverso la definizione del programma preliminare del Convegno IDRA16, la promozione delle sessioni tecnico-scientifiche, la revisione dei contributi inviati, ha direttamente ed indirettamente contribuito alla realizzazione del presente volume, coadiuvando il Comitato Scientifico ed il Comitato Editoriale IDRA16.

In particolare si ringraziano:

Claudia Adduce; Stefano Alvisi; Felice Arena; Giorgio Bellotti; Brunella Bonaccorso; Gianluca Botter; Maurizio Brocchini; Giovanna Capparelli; Lorenzo Cappietti; Luca Carniello; Giovanni Battista Chirico; Pierfranco Costabile; Andrea D'Alpaos; Bernardo De Bernardinis; Fabio Dentale; Vittorio Di Federico; Giuseppe Formetta; Francesco Granata; Bruno Majone; Stefano Malavasi; Maria Nicolina Papa; Gabriella Petaccia; Patrizia Piro; Giorgio Querzoli; Roberto Ranzi; Massimo Rinaldi; Piero Ruol; Nadia Ursino; Pasquale Versace; Giacomo Viccione; Diego Vicinanza; Gaspare Viviani.

Collaborazioni e Patrocini

Collaborazioni

Il Comitato Scientifico e Organizzatore ringrazia le Aziende che hanno prestato la loro collaborazione per l'organizzazione del Convegno



Patrocini





**ATTI DEL
CONVEGNO**

